

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL**

**"ANÁLISIS DEL POLIESTIRENO EXPANDIDO COMO
MATERIAL DE RELLENO EN SUELOS DE ALTA
COMPRESIBILIDAD"**

TESIS DE GRADO

Previa la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

GEOVANNY FRANCISCO RUIZ ZAPATA

IVÁN EDUARDO BALLESTEROS INTRIAGO



QUITO - ECUADOR

2012

INDICE

"ANÁLISIS DEL POLIESTIRENO EXPANDIDO COMO MATERIAL DE RELLENO EN SUELOS DE ALTA COMPRESIBILIDAD"

RESUMEN _____ *i*

CAPÍTULO I _____ *1*

1	INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES	1
1.1	GENERALIDADES	1
1.2	INTRODUCCIÓN	3
1.2.1	SUELOS PLASTICOS	4
1.2.2	FENÓMENO DE ASENTAMIENTOS	5
1.3	RECONOCIMIENTO DEL SUELO PLÁSTICO Y SU CAPACIDAD PORTANTE	7
1.3.1	RELACIONES FUNDAMENTALES DEL SUELO	7
1.3.1.1	CONTENIDO DE HUMEDAD (w)	7
1.3.1.2	GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LAS PARTICULAS SÓLIDAS	7
1.3.1.3	GRANULOMETRÍA	8
1.3.1.3.1	GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO	8
1.3.1.3.2	GRANULOMETRÍA POR HIDRÓMETRO	9
1.3.1.4	LÍMITES DE CONSISTENCIA	10
1.3.1.4.1	LÍMITE LÍQUIDO (LL)	10
1.3.1.4.2	LÍMITE PLÁSTICO (LP)	10
1.3.1.5	COMPACTACIÓN	11
1.3.1.5.1	MÉTODO DE PROCTOR MODIFICADO	12
1.3.1.6	CONSOLIDACIÓN	12
1.3.1.7	ENSAYO DCP (CONO DE PENETACIÓN DINÁMICO)	13
1.3.1.8	ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE C.B.R. EN EL LABORATORIO	13
1.3.1.9	ENSAYO TRIAXIAL	14

CAPÍTULO II _____ *15*

2	PROPIEDADES MECÁNICAS DEL POLIESTIRENO EXPANDIDO	
EPS		15
2.1	GENERALIDADES	15
2.2	ENSAYOS DE LABORATORIO	17
2.2.1	ENSAYO ESTÁNDAR DE DENSIDAD APARENTE	17
2.2.2	ENSAYO ESTÁNDAR DE COMPRESIÓN	17
2.2.3	ENSAYO ESTANDAR DE FLEXIÓN	18

CAPÍTULO III _____ *19*

3	PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA DE RELLENO CON GEOBLOQUES EPS (BLOQUE DE POLIESTIRENO EXPANDIDO).	19
3.1	INTRODUCCIÓN	19
3.2	PREMISAS DE DISEÑO	19

3.3	CAPA DE BLOQUES EPS	20
3.4	GEOMETRÍA LONGITUDINAL	21
3.5	DISEÑO DE CAPA DE GEOBLOQUES	22
3.6	CONECTORES MECÁNICOS	22
3.7	MANUFACTURA	23
3.7.1	FLAMABILIDAD	23
3.7.2	TOLERANCIAS DIMENSIONALES	23
3.8	PREPARACIÓN DE SITIO	24
3.9	EMBARQUE Y ALMACENAMIENTO	26
3.10	COLOCACIÓN DE LOS GEOBLOQUES EPS	27
3.11	CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE PAVIMENTO	28
3.12	POST CONSTRUCCIÓN	29

CAPÍTULO IV **30**

4	ANÁLISIS DE LA EFICIENCIA DEL GEOBLOQUE EPS PARA EL USO COMO MATERIAL DE RELLENO	30
4.1	PRINCIPALES COMPONENTES DEL TERRAPLEN CON GEOBLOQUE EPS.	30
4.2	FASES DE DISEÑO	31
4.3	DESCRIPCIÓN GLOBAL DEL DISEÑO	33
4.4	INVESTIGACIÓN PRELIMINAR	37
4.5	DESIGNACIÓN DE CARGAS	37
4.5.1	CARGAS GRAVITACIONALES	38
4.5.2	CARGAS DE TRÁFICO	40
4.5.3	CARGAS HIDRÁULICAS	40
4.5.4	CARGAS SISMICAS	42
4.5.5	CARGAS DE VIENTO	44
4.6	DISEÑO DEL SISTEMA DE PAVIMENTO	46
4.6.1	BENEFICIOS DE UN SISTEMA DE PAVIMENTO DE GRUESO ESPESOR	47
4.6.2	DESVENTAJAS DE UN GRUESO ESPESOR DEL SISTEMA DE PAVIMENTO	50
4.6.3	USO DE GEOBLOQUES DE DIFERENTES CARACTERÍSTICAS	51
4.6.4	USO DE MATERIALES DE SEPARACION	52
4.6.4.1	LOSA DE SEPARACIÓN PCC (LOSA DE HORMIGÓN CEMENTO PORTLAND).	53
4.7	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE PAVIMENTO	56
4.7.1	CATÁLOGO DE DISEÑO DE PAVIMENTO	59
4.8	RANGO TÍPICO DE CARGAS MUERTAS IMPUESTAS POR UN SISTEMA DE PAVIMENTO	63
4.8.1	RESÚMEN	64
4.9	EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD EXTERNA DEL TERRAPLEN.	66
4.10	GEOMETRÍA DEL TERRAPLEN	67
4.10.1	GEOMETRÍA TRANSVERSAL	67
4.10.2	GEOMETRÍA LONGITUDINAL	67
4.10.3	COBERTORES PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES	68
4.11	ASENTAMIENTO DEL TERRAPLEN	69
4.11.1	ASENTAMIENTO AL TÉRMINO DE LA CONSOLIDACIÓN PRIMARIA (EOP)	70
4.11.2	ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA	72

4.11.3	ASENTAMIENTO POR EFECTO CREEP EN LA MASA DE RELLENO A LARGO PLAZO	74
4.12	TOLERANCIAS DE ASENTAMIENTO	75
4.13	DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA CÁLCULOS DE ASENTAMIENTOS	76
4.13.1	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL CENTRO DEL TERRAPLÉN	77
4.13.2	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL BORDE DEL TERRAPLÉN	83
4.13.3	PASOS PARA EL CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.	87
4.13.4	PROCEDIMIENTOS PARA REMEDIAR ASENTAMIENTOS EXCESIVOS	88
4.14	CAPACIDAD DE CARGA EXTERNA DEL TERRAPLÉN	89
4.15	TEORÍA DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS	92
4.15.1	PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN	96
4.16	ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUDES DEL TERRAPLÉN TRAPEZOIDAL	97
4.16.1	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA	97
4.16.2	PROPIEDADES DEL MATERIAL	98
4.16.3	LOCALIZACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA CRÍTICA	104
4.16.4	GRÁFICAS DE DISEÑO	106
4.16.5	PROCEDIMIENTO DE REMEDIACIÓN	108
4.17	ESTABILIDAD SISMICA EXTERNA DE TERRAPLENES TRAPEZOIDALES.	108
4.17.1	PARÁMETROS DE RESISTENCIA A CORTE SÍSMICO	110
4.17.2	COEFICIENTE SÍSMICO HORIZONTAL	111
4.17.3	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SISMICA	115
4.17.4	GRÁFICAS DE DISEÑO	117
4.17.5	INTERPRETACIÓN DE GRÁFICAS DE DISEÑO SISMICO	120
4.17.6	PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN	121
4.18	FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA	122
4.18.1	PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN	133
4.19	TRASLACIÓN Y VOLCAMIENTO DEBIDO AL AGUA (DESPLAZAMIENTO Y VOLCAMIENTO HIDROSTÁTICO).	134
4.19.1	TRASLACIÓN	134
4.19.2	VOLCAMIENTO	139
4.19.2.1	PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN.	141
4.20	DESPLAZAMIENTO Y VOLCAMIENTO DEBIDO AL VIENTO	142
4.20.1	TRASLACIÓN O DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEBIDO AL VIENTO	142
4.20.2	VOLCAMIENTO POR EFECTOS DE VIENTO	148
4.20.3	PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN	150
4.21	EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD INTERNA DE TERRAPLENES CON GEOBLOQUES EPS (POLIESTIRENO EXPANDIDO)	151
4.21.1	INTRODUCCIÓN	151
4.21.2	CAPA DE GEOBLOQUES	151
4.21.3	RESISTENCIA A CORTE EN INTER-BLOQUE EPS.	152
4.21.4	DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA PRESENCIA DE AGUA (DESPLAZAMIENTO HIDROSTÁTICO)	154
4.21.5	PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN	156
4.21.6	DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA PRESENCIA DE VIENTO	156

4.21.7	PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN	157
4.21.8	ESTABILIDAD SÍSMICA INTERNA EN TERRAPLENES TRAPEZOIDALES 158	
4.21.9	SECCIÓN TÍPICA DE TERRAPLÉN	160
4.21.10	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	162
4.21.11	PROPIEDADES DEL MATERIAL	165
4.21.12	LOCALIZACIÓN DEL MODO DE FALLA CRÍTICA	166
4.21.13	GRÁFICAS DE DISEÑO	168
4.21.14	PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN	172
4.21.15	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	172
4.22	DISEÑO DE TERRAPLÉN	174
	PASO 1 – INVESTIGACIÓN DE FONDO	175
	PASO 2 – SELECCIÓN PRELIMINAR DEL TIPO DE EPS Y DEL SISTEMA DE PAVIMENTO	177
	PASO 3 – DETERMINAR EL ARREGLO PRELIMINAR DE LA MASA DE RELLENO	178
	PASO 4 – ANÁLISIS DEL ASENTAMIENTO DEL SUELO DE FUNDACIÓN	178
	Tabla 1 ASENTAMIENTOS TOTALES EN EL CENTRO DEL TERRAPLÉN	185
	Tabla 2 ASENTAMIENTOS TOTALES EN EL BORDE DEL TERRAPLÉN	185
	PASO 5 – CAPACIDAD DE CARGA	186
	PASO 6 – ESTABILIDAD EXTERNA DEL TALUD	188
	PASO 7 – ESTABILIDAD EXTERNA SÍSMICA	188
	PASO 8 – LEVANTAMIENTO HIDROSTÁTICO (FLOTACIÓN)	194
	PASO 9 – TRALACIÓN POR AGUA (EXTERNA)	195
	PASO 10 – TRALACIÓN DEBIDO AL VIENTO (EXTERNA)	197
	PASO 11 – TRALACIÓN DEBIDO AL AGUA (INTERNA)	198
	PASO 12 – TRALACIÓN DEBIDO AL VIENTO (INTERNA)	200
	PASO 13 – ESTABILIDAD SÍSMICA (INTERNA)	202
	PASO 14 – CAPACIDAD DE CARGA	206
	PASO 15 – DISEÑO DEL SISTEMA DE PAVIMENTO	220
	PASO 16 – DETERMINAR SI LOS RESULTADOS FINALES DISEÑO DEL SISTEMA DE PAVIMENTO CON UN CAMBIO SIGNIFICATIVO EN COMPARACIÓN CON LA SOBRECARGA PRELIMINAR DE DISEÑO DEL SISTEMA DE PAVIMENTO DESARROLLADO EN EL PASO 2	221
	CAPÍTULO V	223
5	ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE EL SISTEMA DE RELLENO LIVIANO Y MÉTODO TRADICIONAL CON RELLENO DE MATERIAL GRANULAR.	223
5.0.1	BARRAS GANTT – MÉTODO CONVENCIONAL	235
5.0.2	BARRAS GANTT – MÉTODO SISTEMA CON GEOBLOQUE EPS	237
5.0.3	COSTO DE EQUIPO PARA MÉTODO CONVENCIONAL	239
5.0.4	COSTO DE EQUIPO PARA MÉTODO CON GEOBLOQUES EPS	240
5.0.5	RESÚMEN DE RESULTADOS COMPARATIVOS	241
5.1	CONCLUSIONES	243
5.2	RECOMENDACIONES	244
	ANEXOS	245
	BIBLIOGRAFÍA	343

RESÚMEN

El presente tema de disertación brinda la información necesaria para el uso del Poliestireno Expandido (EPS) como material de relleno para mejoramiento de suelos, en zonas donde se encuentra una alta concentración de arcillas (suelos compresibles).

Para el empleo eficiente del sistema se debe conocer previamente las propiedades mecánicas del suelo de fundación, dentro de este documento se anexan los análisis realizados.

El análisis de estabilidad externa e interna para el diseño del terraplén con el sistema de geobloques EPS, está basado con métodos experimentales de proyectos existentes, y teoría básica de mecánica de suelos.

El diseño del sistema de pavimento se realizó en base del método AASHTO 93, el cual rige actualmente en el Ecuador.

En el Capítulo V se observa en la tabla de resumen de costos y se aprecia el amplio margen de ahorro económico que se obtiene en lo que se refiere a mano de obra y maquinaria, esto debido a la notable disminución de tiempo de construcción de la carretera con el método propuesto con geobloques EPS, cabe resaltar que se realizó una comparación solamente tomando en cuenta la tarifa/hora mínima del obrero y de maquinaria. En un análisis más profundo puede tomarse en cuenta gastos por extras a salarios de mano de obra, además que el salario mínimo, en obra se convierte en un costo mayor al especificado (encarecimiento constante de mano de obra), y mantenimiento de maquinaria en situaciones no previstas.

CAPÍTULO I

1 INTRODUCCIÓN Y GENERALIDADES

1.1 GENERALIDADES

En un sinnúmero de proyectos viales, los profesionales dedicados al diseño y construcción de carreteras, se encuentran con suelos de muy baja capacidad portante, los cuales tienen grandes deformaciones al estar bajo diversas sollicitaciones de carga. Las zonas de turberas y áreas pantanosas son las más propensas a sufrir este tipo de inconvenientes, conformadas por suelos de muy alta compresibilidad y baja resistencia.

Según lo expresado por el Ingeniero Carlos Brun, profesor de Mecánica de la Universidad de Montevideo Uruguay, la construcción de terraplenes sobre este tipo de suelos sin ningún tratamiento previo trae aparejado el fenómeno de los asentamientos, producto de la compresibilidad del suelo blando bajo la carga del terraplén originándose dentro de la masa del suelo blando una presión de poro, donde muy lentamente el agua va escapando, el suelo blando se va comprimiendo y el terraplén se originan descensos de los cuales a veces son muy grandes y que ocasionan el colapso de la estructura de pavimento.

El fenómeno de los asentamientos es un problema muy complejo y las dos características más negativas que se deben resaltar son que generalmente en un proceso que se extiende mucho en el campo y que en general no es fácilmente controlable.

El uso de geosintéticos ha brindado a la ingeniería un amplio rango en el cual puede mejorar sus posibilidades de acción cuidando los recursos naturales y utilizando los materiales granulares de manera óptima. Esto constituye una mejora en el campo económico de la materia en la medida en que el gasto, relacionado con la producción, comercialización y uso de los geosintéticos, aumenta constantemente.

En 1831 un líquido incoloro, el estireno, fue aislado por primera vez de una corteza de árbol. Hoy día se obtiene mayormente a partir del petróleo.

El poliestireno fue sintetizado por primera vez a nivel industrial en el año 1930. Hacia fines de la década del 50, la firma BASF (Alemania) por iniciativa del Dr. F. Stastny, desarrolla e inicia la producción de un nuevo producto: poliestireno expandible, bajo la marca Styropor. Ese mismo año fue utilizado como aislante en una construcción dentro de la misma planta de BASF donde se realizó el descubrimiento.

Al cabo de 45 años frente a escribanos y técnicos de distintos institutos europeos, se levantó parte de ese material, y se lo sometió a todas las pruebas y verificaciones posibles. La conclusión fue que el material después de 45 años de utilizado mantenía todas y cada una de sus propiedades intactas.

El Poliestireno Expandido, EPS, Geospuma o Geobloque es un relleno súper-ligero, de celda cerrada y espuma rígida de plástico, el geobloque ha sido utilizado con éxito en varios países de todo el mundo. Algunos de estos países son Noruega, Países Bajos, Estados Unidos, Alemania y Malasia.

Según Ahmed Fouad Elragi, PhD, En Noruega, el proyecto de una carretera de aislamiento con EPS Geospuma se realizó por primera vez en 1965 y el primer terraplén en el que se utilizó EPS Geospuma se completó en 1972 en la carretera

nacional 159 Flom, el proyecto consistió en remplazar unos metros de material ordinario se llenan de bloques de EPS en los terraplenes contiguos de un puente fundado sobre pilotes a tierra firme. Los diques estaban descansando sobre una capa gruesa de 3m por encima de la turba de 10 metros de arcilla blanda y sensible. Antes de utilizar Geospuma EPS, las tarifas de liquidación fueron del orden de 20-30 cm al año y la aceleración debido a los frecuentes ajustes del nivel de la carretera. El asentamiento fue detenido con éxito después de usar EPS Geospuma. En los Países Bajos los primeros proyectos de EPS Geospuma empezaron principios de los setenta. Según la Ingeniera Silvia Caro Spinel, profesora de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes Colombia, comparar el porcentaje de proyectos de pavimentación en el mundo en los cuales se encuentra el uso de geosintéticos es una labor verdaderamente compleja. En todos los países en donde se encuentra difundido su uso, una cantidad cercana al 90% de las obras viales emplea algún tipo de geosintético para mejorar las condiciones de obra; ya sea reduciendo costos, mejorando especificaciones técnicas o solucionando inconvenientes presentados por los materiales naturales. Es evidente que este porcentaje depende significativamente del tipo de proyectos construidos y el grado de penetración de la tecnología de los geosintéticos en la ingeniería local.

1.2 INTRODUCCIÓN

Los suelos compresibles se caracterizan por su elevada deformabilidad, dando lugar a asentamientos de considerable magnitud, afectando las estructuras que se encuentran sobre ellos, provocando deformaciones en los firmes.

Son depósitos de capas generalmente de baja densidad. Se presentan en zonas bajas y frecuentemente se encuentran saturados (el agua ha llenado los poros despojando en su interior el aire), un ejemplo claro de este tipo de suelo, se evidencia en nuestro territorio ecuatoriano en la Provincia de Esmeraldas, el Guayas y gran parte del Oriente. La presencia de materia orgánica en estos estratos incrementa su deformabilidad y modifica la evolución con el tiempo de los asentamientos.

Los suelos compresibles generalmente, presentan resistencias bajas, especialmente a corto plazo.



Los Mangos – Buena Vista (Muisne-Esmeraldas)

1.2.1 SUELOS PLASTICOS

La principal característica de estos suelos es la tolerancia que tienen las partículas para aceptar deformaciones sin llegar al límite y romperse. Es decir la capacidad de mantener las partículas integradas, en donde la capa de agua que está contenida se mueve de una manera viscosa. En sí la plasticidad del suelo depende del contenido

arcilloso que este tenga, y se puede determinar mediante la relación matemática planteada por Skempton en el año de 1953:

$$A = \frac{IP}{\% \text{ de arcilla}}$$

Donde:

A: Actividad plástica (baja ≈ 0.40 , media ≈ 1.0 , alta > 1)

IP: índice de plasticidad

% de arcilla: % en peso W_s de partícula con $f < 2\mu$

La plasticidad de la arcilla se atribuye a la deformación de las capas de agua adsorbida, que la liga a ella.¹

1.2.2 FENÓMENO DE ASENTAMIENTOS

Desde tiempos remotos se conoce que cualquier tipo de estructura apoyada en terrenos blandos (generalmente arcillas blandas), tiene el riesgo de sufrir grandes asentamientos e incluso llegar a hundirse. A esos estratos se les denomina confinados, pues la adherencia y fricción en los bordes impiden la expansión horizontal. Es por esta razón que se recomienda que los estudios y ensayos deban hacerse con muestras lateralmente confinadas, para asemejarse más al comportamiento real.

El tema de la compresibilidad se centra en el estudio de las variaciones de volumen de suelo, (preferentemente en lo referente a su altura), en función de las cargas o esfuerzos aplicados al suelo.

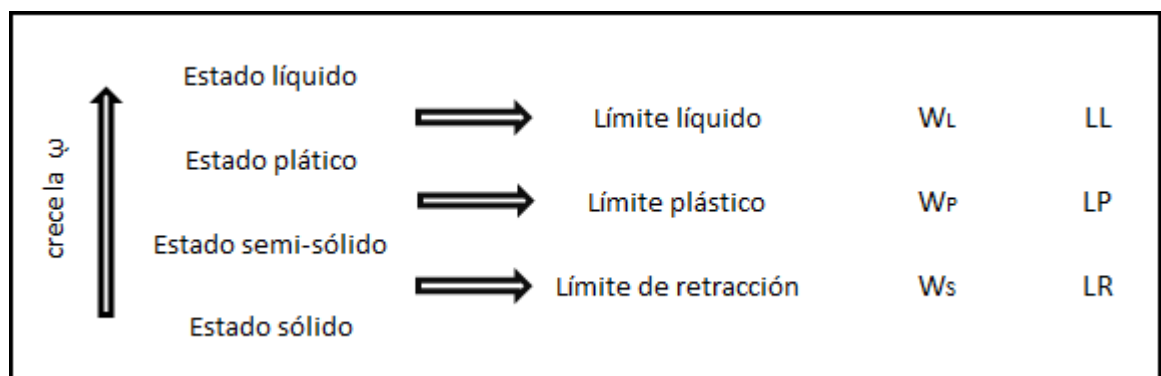
¹ (Gonzalo Duque Escobar, 2002)

El estudio de la compresibilidad se realiza fundamentalmente para arcillas o suelos arcillosos, y en estado de saturación. Cuando el incremento de carga es asumido conjuntamente por las partículas minerales y el agua que conforman el total del suelo, la variación de presión intersticial, o presión de poro, obliga al agua a moverse a través del suelo, hasta disipar esa sobrepresión intersticial, con lo cual muchas propiedades del suelo varían con el tiempo en que se produce ese fenómeno. La expulsión de agua de los poros, que permite el reajuste de las partículas sólidas en los huecos que han quedado vacíos, es la base del fenómeno de la consolidación.

Si las sobrepresiones intersticiales son positivas, y en consecuencia el suelo disminuye de volumen, el proceso se denomina consolidación.

Si las sobrepresiones intersticiales son negativas, de modo que el suelo tiende a aumentar su volumen, el proceso se denomina expansión.

El tema de la consolidación es similar al de la compresibilidad pero con una variable adicional en su estudio: el tiempo.



1.3 RECONOCIMIENTO DEL SUELO PLÁSTICO Y SU CAPACIDAD PORTANTE

1.3.1 RELACIONES FUNDAMENTALES DEL SUELO

1.3.1.1 CONTENIDO DE HUMEDAD (w)

REFERENCIAS: AASHTO T-93, ASTM D2216

Es el método de ensayo para determinar el contenido de agua en los suelos.

El contenido de agua o de humedad se conoce a la relación entre la masa de agua intersticial o de poros y la masa de las partículas sólidas.

RESULTADOS:

POZO 1: 53%

POZO 2: 46,52%

FIGURA 1.3.1.1.1 CONTENIDO DE HUMEDAD

1.3.1.2 GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LAS PARTICULAS SÓLIDAS

REFERENCIAS: AASTHO T-100, ASTM D854

Determinar la gravedad específica de las partículas sólidas de un suelo utilizando un matraz calibrado. Cuando el suelo está compuesto principalmente por partículas mayores que el tamiz #4 (gravas), el ensayo a realizar será el de gravedad específica y absorción del agregado grueso de acuerdo a la norma ASTM método C127.

Si el suelo contiene partículas mayores y menores que el tamiz #4, la muestra deberá ser separada en dos porciones utilizando dicho tamiz, para luego ensayar cada una de ellas independientemente. El valor de gravedad específica del suelo será el valor promedio de las gravedades específicas de las fracciones mencionadas de acuerdo a la siguiente expresión:

RESULTADOS:

POZO 1: 2.69

POZO 2: 2.70

FIGURA 1.3.1.2.1 GRAVEDAD ESPECÍFICA DE PARTÍCULAS SÓLIDAS

1.3.1.3 GRANULOMETRÍA

1.3.1.3.1 GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO

REFERENCIA: AASHTO: T-87, T-88, ASTM: D-421, D-422

Determinar por vía húmeda la distribución del tamaño de las partículas que contienen los suelos.

RESULTADOS:

POZO 1: % GRAVA= 0

% ARENA= 12

% FINOS= 88

POZO 2: % GRAVA= 0

% ARENA= 11

% FINOS= 89

FIGURA 1.3.1.3.1.1 GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO POZO 1

FIGURA 1.3.1.3.1.2 GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO POZO 2

1.3.1.3.2 GRANULOMETRÍA POR HIDRÓMETRO

REFERENCIA: AASHTO: T-87, T-88, ASTM: D-421, D-422, Manual de Laboratorio de Suelos de Ingeniería Civil, Joseph E. Bowles.

La granulometría de la fracción fina de una muestra (material que pasa por la malla # 10 o # 200), se determina por el método del Hidrómetro que se basa en la Ley de Stokes, cuyo rango de tamaño de partículas del suelo para el cual es válido está comprendido entre 0.0002 y 0.2 mm. El método consiste en dejar sedimentar una suspensión de material, cuya densidad o contracción se la determina con el Hidrómetro en un instante dado. La combinación de ambos datos proporciona la granulometría del material en suspensión.

RESULTADOS:

POZO 1: % LIMOS= 40.5

% ARCILLAS= 21.0

% COLOIDES= 0

POZO 2: % LIMOS= 67.3

% ARCILLAS= 25

% COLOIDES= 0

FIGURA 1.3.1.3.2.1 GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO POZO 1.

FIGURA 1.3.1.3.2.2 GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO POZO 2.

1.3.1.4 LÍMITES DE CONSISTENCIA

Para medir la plasticidad de la fracción de suelo que pasa la malla #40, se deben realizar los siguientes ensayos: límite líquido, límite plástico y de límite de contracción.

1.3.1.4.1 LÍMITE LÍQUIDO (LL)

REFERENCIAS: INEN 691, AASTHO T-89, ASTM D4318

Es el contenido de agua en un suelo remoldado en un punto de transición entre los estados semilíquido y plástico, determinado por un ensayo normalizado del laboratorio.

RESULTADOS:

POZO 1: LL = 67

POZO 2: LL = 71.5

FIGURA 1.3.1.4.1.1 LÍMITE LIQUIDO POZO 1

FIGURA 1.3.1.4.1.2 LÍMITE LIQUIDO POZO 2

1.3.1.4.2 LÍMITE PLÁSTICO (LP)

REFERENCIAS: INEN 692, AASHTO T-90, ASTM D4318

Es el contenido de agua del suelo remoldado en el punto de transición entre los estados plástico y semisólido, determinado por un ensayo normalizado del laboratorio.

RESULTADOS:

POZO 1: LP = 49.89

POZO 2: LP = 43.50

FIGURA 1.3.1.4.2.1 LÍMITE PLÁSTICO POZO 1 Y 2

FIGURA 1.3.1.4.2.2 CARTA PLASTICIDAD POZO 1

FIGURA 1.3.1.4.2.3 CARTA PLASTICIDAD POZO 2

1.3.1.5 COMPACTACIÓN

Se llama compactación al proceso de aplicación de cargas transitorias de corta duración sobre una masa de suelo y su consecuente disminución de volumen y su aumento de densidad.

La compactación permite aumentar la resistencia y reducir la deformabilidad, la permeabilidad y la susceptibilidad a la erosión de los suelos.

Esta prueba tiene por objeto:

Determinar la humedad óptima (w_{op})

Determinar el peso unitario seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$)

1.3.1.5.1 MÉTODO DE PROCTOR MODIFICADO

REFERENCIA: Norma AASTHO T-180, ASTM D-1557

Este método es aplicable a suelos que tienen un porcentaje retenido en el tamiz $\frac{3}{4}$ " (19 mm) $\leq 30\%$

RESULTADOS:

POZO 1: $w_{op} (\%) = 27.50$

$$\gamma_{dm\acute{a}x} (\%) = 1.46$$

POZO 2: $w_{op} (\%) = 23.50$

$$\gamma_{dm\acute{a}x} (\%) = 1.54$$

FIGURA 1.3.1.5.1.1 COMPACTACIÓN POZO 1

FIGURA 1.3.1.5.1.2 COMPACTACIÓN POZO 2

1.3.1.6 CONSOLIDACIÓN

REFERENCIAS: ASTM D 2435-80

Determinar los parámetros necesarios para calcular los asentamientos por consolidación y los tiempos en que estos se producen.

FIGURA 1.3.1.6.1. RESULTADO DE ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

1.3.1.7 ENSAYO DCP (CONO DE PENETACIÓN DINÁMICO)

REFERENCIAS: ASTM D 6951

Este método ha sido usado para determinar los valores de CBR de subrasantes o de capas de pavimentos existentes sin necesidad de excavación de pozos a cielo abierto.

RESULTADOS:

POZO 1: CBR in-situ = 5

POZO 2: CBR in-situ = 4

FIGURA 1.3.1.7.1 TABLA CORRELACIONES DCP-CBR-MR²

FIGURA 1.3.1.7.1.1 ENSAYO DCP POZO 1

FIGURA 1.3.1.7.1.2 ENSAYO DCP POZO 2

1.3.1.8 ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE C.B.R. EN EL LABORATORIO

REFERENCIAS: AASHTO T 193-63

² Bowles, J. E. En *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*.

Gonzalo Duque Escobar, C. E. (2002). *Mecánica de suelos*. Manizales.

Timothy D. Stark, D. A.-C. (2004). *Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments*. Urbana, Illinois, USA. Obtenido de http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_w65.pdf

Determinar el valor del C. B. R. de los suelos, cuando son compactados y ensayados en el laboratorio, mediante la comparación entre la carga de penetración en el suelo y aquella de un material normalizado o estándar.

Dado que el comportamiento de los suelos varía de acuerdo a su “grado de alteración”, con su granulometría y sus características físicas, el método a seguir para determinar el C.B.R., será diferente en cada caso.

RESULTADOS:

POZO 1: CBR = 4.30

POZO 2: CBR = 3.73

FIGURA 1.3.1.8.1 CBR EN LABORATORIO POZO 1

FIGURA 1.3.1.8.2 CBR EN LABORATORIO POZO 2

1.3.1.9 ENSAYO TRIAXIAL

REFERENCIAS: AASHTO T 234, ASTM D 2850- 03

Esta norma tiene como objetivo determinar la resistencia al esfuerzo cortante y la relación esfuerzo deformación de una muestra de suelo inalterado.

Este ensayo constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

CAPÍTULO II

2 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL POLIESTIRENO

EXPANDIDO EPS

2.1 GENERALIDADES

Aunque hay muchos materiales ligeros de relleno que pueden ser y han sido utilizados para terraplenes, el geobloque ha experimentado un aumento en el uso de la última década.

Se calcula que la industria de la ingeniería civil el geobloque genera aproximadamente el diez por ciento de las ventas anuales en los Estados Unidos, mientras que hace diez años en el mismo mercado norteamericano el geobloque era inexistente.

Otro indicio de mayor uso de geobloque es en Japón, este comenzó en 1985 y para 1995 el uso de este material representó la mitad del consumo de geobloques en todo el mundo. Los japoneses comentan que un soporte adecuado de la técnica del EPS está disponible, el potencial de crecimiento significativo es alto.

Aunque en mayor porcentaje del material que compone el geobloque son polímeros (plástico) a comparación de otros materiales ya empleados tales como hormigón de cemento Portland o vidrio, el geobloque ahora se reconoce como un tipo o categoría de geosintéticos de la misma manera como geomallas, geomembranas y los geotextiles. A pesar de que hay numerosos productos a base de poliestireno, en

décadas de uso en todo el mundo han demostrado que el bloque moldeado de poliestireno expandido (EPS, geobloque) es el material de elección para ser utilizados para aplicaciones como relleno ligero.

Los beneficios de la utilización de un terraplén de EPS (geobloque) son varios, aquí mencionamos algunos de ellos, (1) la facilidad y rapidez de construcción, (2) la imposición de condiciones climáticas adversas, (3) la posible eliminación de la necesidad de precarga, recargos, y etapas de la construcción, (4) disminución de los costos de mantenimiento, (5) la mitigación de la necesidad de adquirir adicional derecho de vía para la construcción de pistas planas debido a la baja densidad de EPS-bloque o el uso de un terraplén vertical, debido a la forma de los bloques de EPS, (6) la reducción de la tensión lateral sobre los pilares del puente de aproximación, (7) una excelente durabilidad.

En una remoción del suelo y la situación de remplazo sin el uso de recargo, el uso de EPS puede resultar en ahorro de costos en comparación con otros tipos de materiales ligeros de relleno y materiales de relleno convencionales debido a que la densidad del geobloque es 1/10 a 1/30 de la densidad del hormigón celular y 1/100 de la densidad del material de relleno granular convencional. Así, cuanto menor densidad de EPS puede aliviar los costos de remoción de suelos blandos y la posible necesidad de un sistema de apoyo a la excavación, ampliación excavación y extracción de agua temporales.

Los ensayos de laboratorio realizados al material, se realizó con bloques EPS proporcionados por AISLAPOL S.A³., Guayaquil-Ecuador. Se han comparado los datos obtenidos de las propiedades del material plástico con los datos del proveedor, dando óptimos resultados, con diferencias casi imperceptibles.

2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

2.2.1 ENSAYO ESTÁNDAR DE DENSIDAD APARENTE

REFERENCIA: ASTM D 1622 – 08

Este método de ensayo cubre la densidad de un plástico celular. La densidad puede ser evaluada como la densidad aparente general (que incluye la formación de capas) o la densidad aparente del núcleo (removiendo las capas formadas).

Los valores expuestos en unidades del sistema internacional deben ser vistos como estándar.

RESULTADOS:

DENSIDAD PROMEDIO = 29.42 kg/m³

FIGURA 2.2.1.1 DENSIDAD APARENTE

2.2.2 ENSAYO ESTÁNDAR DE COMPRESIÓN

REFERENCIA: ASTM D1621 – 10

³ AISLAPOL S.A. Aislantes Politérmicos, Km 9.5 vía Daule Lotiz. Inmaconsa, Calle Palmeras y Casuarinas. Guayaquil- Ecuador.

Este método describe un procedimiento para determinar las propiedades compresivas de materiales celulares rígidos, particularmente los plásticos expandidos.

RESULTADOS:

RESISTENCIA A COMPRESIÓN = 208.48 kPa

FIGURA 2.2.2.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

2.2.3 ENSAYO ESTANDAR DE FLEXIÓN

REFERENCIA: ASTM C 203 – 99

Estos métodos de ensayos cubren la determinación de la carga de rompimiento y calculan el esfuerzo de flexión de una sección rectangular del bloque que conforma la muestra.

Este método utiliza una carga central sobre una viga simplemente apoyada, soportada en ambos extremos

Los valores expuestos en unidades del sistema internacional deben ser vistos como estándar.

RESULTADOS:

RESISTENCIA A FLEXIÓN = 422.89 kPa

FIGURA 2.2.3.1 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

CAPÍTULO III

3 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA DE RELLENO CON GEOBLOQUES EPS (BLOQUE DE POLIESTIRENO EXPANDIDO).⁴

3.1 INTRODUCCIÓN

El enfoque de este capítulo son los problemas relacionados a la construcción con el sistema de geobloque EPS. Sin embargo, numerosos aspectos entre diseño y manufactura del bloque EPS para aplicaciones rellenos ligeros, incluyendo el control de calidad de manufactura y garantía de calidad y manufactura, son considerados debido a su interacción con el impacto constructivo. También se incluyen actividades post constructivas, incluyendo monitoreo.

3.2 PREMISAS DE DISEÑO

Dos problemas constructivos que directamente interactúan e impactan el diseño del terraplén con geobloques EPS, son la ubicación de los bloques y el uso de conectores mecánicos inter-bloque. Aunque el terraplén de relleno ligero construido usando el sistema de geobloque EPS consistirá de un gran número de bloques individuales, proyectos existentes indican que el relleno puede ser analizado como una sola masa,

⁴ Este capítulo está basado en el siguiente manual:

Bowles, J. E. En *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*.

Gonzalo Duque Escobar, C. E. (2002). *Mecánica de suelos*. Manizales.

Timothy D. Stark, D. A.-C. (2004). *Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments*. Urbana, Illinois, USA. Obtenido de http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_w65.pdf

provista de un suficiente antideslizamiento entre bloques tanto horizontal como vertical funcionando como una sola masa, cuando están sujetas a cargas externas. Esto involucra la consideración de ambos bloqueos entre capas (principalmente controlada por el bloqueo en dirección vertical) y la resistencia de corte en la interface de bloques (principalmente controla el bloqueo en dirección horizontal).

3.3 CAPA DE BLOQUES EPS

Basado las guías de diseño de proyectos existentes, el bloqueo de interface en dirección vertical incluye:

Los bloques deben ser ubicados con su menor espesor orientados verticalmente.

Todos los bloques tienen que ser ajustados firmemente a los bloques adyacentes en todas las caras.

Un mínimo de dos capas de geobloques EPS deben ser siempre usadas para rellenos ligeros. Experiencias han indicado que una sola capa de bloques pueden facilitar la falla prematura del sistema de pavimento bajo cargas de tráfico.

Los bloques deben ser ubicados con un patrón, el cual la continuidad de las juntas verticales entre bloques sea minimizada. El objetivo general es utilizar una capa de geobloques que sea geoméricamente bloqueada lo más extensamente posible (figura 3.3.1). Esto usualmente se consigue de la siguiente manera:

Alineando todos los bloques dentro de una determinada capa con sus ejes longitudinales paralelos desplazando los extremos de la línea de bloque adyacente.

Orientando los ejes longitudinales de todos los bloques de una determinada capa perpendicular a los ejes longitudinales de los bloques de las capas superiores y/o inferiores.

Alineando los bloques dentro de la capa superficial transversalmente al eje longitudinal de la carretera.

FIGURA 3.3.1 VISTA ISOMÉTRICA DE UN TÍPICO ARREGLO DE GEOBLOQUE EPS PARA UNA CARRETERA

3.4 GEOMETRÍA LONGITUDINAL

Dos aspectos de la geometría del terraplén en dirección longitudinal que necesitan ser considerados durante el diseño y construcción, son la orientación de los bloques EPS, la zona de transición del geobloque y las secciones que no presentan geobloques EPS del terraplén.

De la superficie superior del ensamblaje del geobloques EPS |debe ser siempre paralela con la superficie final de pavimento. Es por eso, que cualquier cambio deseado en elevación (grados) a lo largo del alineamiento de la carretera debe ser acomodado con inclinaciones en la superficie de suelo de fundación como prioridad necesaria para la ubicación de la primera capa de geobloque EPS. Adicionalmente la capa superior de los geobloques debe estar horizontal en una vista de sección, así cualquier coronamiento deseado en la sección transversal de la superficie final de pavimento debe ser conseguido con la variación de espesor del sistema de pavimento.

La zona de transición entre geobloque y suelo de terraplén debe ser gradual para minimizar los asentamientos diferenciales. Los geobloques EPS deben ser traslapados como se muestra en la figura 3.4.1. Sin embargo, un mínimo de dos capas de bloques es recomendado para minimizar el potencial de falla bajo cargas de tráfico. El patrón específico debe ser determinado en las bases del proyecto

específico calculado con asentamientos diferenciales con la recomendación de que el gradiente de asentamiento dentro de la zona de transición no exceda de 1V:2H

FIGURA 3.4.1 SECCIÓN TÍPICA DE TRANSICIÓN DEL EPS AL SUELO DE FUNDACIÓN

3.5 DISEÑO DE CAPA DE GEOBLOQUES

El diseño de capa de geobloques es independiente para cada proyecto. Debido a que cada proyecto se puede tener proveedores de moldes con diferentes dimensiones, el diseñador simplemente deberá:

Mostrar los límites deseados de la masa EPS en los planos contractuales, especificando zonas de diferentes densidades de EPS si así lo requiere.

Incluir las guías conceptuales indicadas anteriormente en las especificaciones contractuales.

Supervisar que los planos y las especificaciones estén reflejadas en la construcción.

3.6 CONECTORES MECÁNICOS

Si las fuerzas de resistencia calculadas a lo largo de los planos horizontales entre bloques EPS son insuficientes para resistir las fuerzas horizontales actuantes, una resistencia adicional entre los bloques EPS es requerida para suplementar la fricción interbloque. Esto es generalmente conseguido con la adición de conectores mecánicos interbloque (usualmente placas metálicas con puntas prefabricadas) a lo

largo de las interfaces horizontales entre bloques. En la actualidad la resistencia proporcionada por estas placas y el lugar de ubicación debe ser obtenida por el proveedor o por pruebas independientes. Debido al costo relativo de estas placas, estas deberían ser usadas solamente cuando los cálculos indiquen su uso.

3.7 MANUFACTURA

Estos son los dos problemas de manufactura que impactan la construcción de terraplenes con EPS:

- Flamabilidad de los geobloques EPS.
- Tolerancia de dimensionamiento del EPS.

3.7.1 FLAMABILIDAD

Este es un problema durante la construcción cuando los geobloques EPS son expuestos a la atmosfera y a fuentes de potencial ignición. Se discuten problemas que se han encontrado en dos mecanismos diferentes:

Ignición directa de los geobloques debido a actividades de construcción, como son cortes a flama, etc.

Ignición de agentes de absorción residual, después de la ubicación de los bloques y colectados en las juntas entre bloques. La fuente de ignición es usualmente alguna actividad de construcción no relacionada al geobloque.

3.7.2 TOLERANCIAS DIMENCIONALES

Las tolerancias dimensionales de los geobloques EPS afectan la construcción con respecto al ajuste de su ubicación con un mínimo de escalonado y mantener una superficie plana horizontal, así como las capas subsiguientes. Estas tolerancias involucran los siguientes aspectos:

La variación permisible con relación a algunos valores promedios de espesor, ancho y longitud de cada bloque.

La ortogonalidad de todas las esquinas de cada bloque.

La curvatura permisible en cada una de las caras de cada bloque.

Todos estos ítems deben estar incluidos en las especificaciones. Se debe supervisar que la desviación de estos valores sea casi imperceptible.

3.8 PREPARACIÓN DE SITIO

Experiencias indican que el sitio adecuado de ubicación del geobloque EPS es un factor importante en la estabilidad interna del terraplén y en la contractibilidad del mismo, si no se da una suficiente atención al sitio de preparación, esto llega a dificultar drásticamente la nivelación de las capas de EPS.

Los detalles de preparación de sitio se especifican con los siguientes puntos:

Idealmente, no debería situarse con agua acumulada, hielo o nieve dentro del área donde los geobloques van a ser ubicados. La presencia de agua puede dañar los bloques, sin embargo desde una perspectiva práctica los geobloques EPS son situados en lugares donde las condiciones de suelo son pobres.

Experiencias indican que una cantidad de agua puede ser acomodada manteniendo aún un comportamiento aceptable del EPS. Sin embargo, el potencial de flotación hidrostática de los bloques durante la construcción debe ser considerado si el agua no es controlada. Un adecuado drenaje debe ser instalado durante la construcción para minimizar la acumulación de agua a lo largo del terraplén debido a fuertes lluvias.

Los geobloques no deberían ser ubicados en subrasantes con presencia de hielo.

No debe existir material orgánico en la superficie donde los geobloques van a ser ubicados. Además las partículas de suelo expuestas a nivel de la subrasante no deberían ser más grandes que la grava arena fina (de 2 a 19 mm). El objetivo de estos requerimientos es prevenir los daños físicos como son las punzaciones, esquinas rotas, etc., en la capa de geobloques ubicados en el suelo de fundación. Es difícil cuantificar los efectos de estos daños, así que es prudente tomar en cuenta todos los pasos razonables para asegurar que estos daños no ocurran. En algunos casos es necesario especificar el uso de una cama de arena de 12 a 25 mm de espesor sobre la superficie de suelo existente. Es preferible el empleo del geotextil al uso de una cama de arena que funcione como separador del suelo de fundación con las capas de geobloque EPS.

Sin tomar en cuenta el material del suelo de fundación (suelo natural o cama de arena), la superficie debe ser razonablemente plana. La planicie requerida debe tener una desviación vertical no mayor a ± 10 mm cada 3 metros de distancia. Notar que la mayoría de proyectos no requieren una subrasante horizontal paralela al alineamiento de la carretera, es por eso que la parte superior del ensamblaje de geobloques EPS, y por ende la base del mismo deben siempre estar paralelos con el nivel de la superficie de carretera terminada en dirección longitudinal (como se mencionó previamente,

cualquier variación del nivel de carretera en dirección transversal se deberá realizar variando el espesor del material del sistema de pavimento).

Luego de que la subrasante ha sido adecuadamente preparada, la instalación del geobloque puede comenzar.

3.9 EMBARQUE Y ALMACENAMIENTO

El embarque y transporte de los geobloques EPS son controlados por el proveedor y no es permitido que los bloques lleguen a destino con numerosos daños en su superficie y esquinas. Un método de embarque considerado para minimizar los daños en el bloque es el uso de ángulos estructurales a lo largo en los filos de los bloques.

En todas las etapas de la construcción se debe manejar de tal manera que se minimice los daños físicos en los bloques, levantando o transportando los bloques de alguna manera que no genere despostillamiento u orificios en la superficie de los bloques. Solamente se recomienda un buen manejo del material ya que es imposible cuantificar o conocer cuando el bloque empieza a producir un comportamiento negativo de la masa de EPS.

Si los bloques están apilados hasta su instalación, un área segura de almacenaje debe ser designada. Los bloques se deben estivar de tal manera que se evite el tráfico de personas, vehículos o máquinas sobre ellos. El área de almacenamiento debe estar lejos de cualquier fuente de calor o alguna actividad que produzca flama debido a la flamabilidad del geobloque. El consumo de cigarrillo debe ser prohibido en el área de almacenamiento. Los bloques deberán ser asegurados con sacos de arena o pesos

ligeros similares, necesarios para prevenir que sean desplazados por el viento, generalmente no es requerida protección contra rayos ultravioleta. Ante todo es innecesario cubrir a los bloques de cualquier manera, existe un proyecto anecdótico el cual no fue publicado pero se conoce que fue cubierto por una geomembrana oscura creando un calor suficiente para deformar algunos bloques.

3.10 COLOCACIÓN DE LOS GEOBLOQUES EPS

Los bloques deben ser colocados de acuerdo a un patrón específico en los planos de diseño, deben ser colocados y ajustados unos con otros, nivelándolos de tal forma que se eliminen las gradas en las juntas verticales de los bloques. En casos donde la superficie del bloque sea irregular, la solución más común es colocar una fina capa de concreto sin refuerzo (hormigón pobre), proporcionando una superficie nivelada para colocar las siguientes capas de bloques, no se debe exceder en el espesor de la capa de hormigón ya que puede inducir a esfuerzos adicionales al suelo de fundación.

Si es necesario hacer cortes en los bloques, se puede utilizar una sierra, ya que una superficie final con tanta precisión no es requerida.

La superficie de los geobloques EPS no debe tener contacto directo con ningún vehículo o equipo de construcción durante o después de la colocación de los bloques.

La superficie final de los EPS debe ser cubierta como se muestre en los planos contractuales, teniendo cuidado en su colocación sin causar daño alguno en los geobloques.

Para acomodar los servicios de carretera (barandas, luminarias, señalización etc.) es proporcionar un espesor suficiente del sistema de pavimento para permitir un empotramiento adecuado dentro del pavimento.

3.11 CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE PAVIMENTO

Si una capa de separación es colocada en la superficie de la capa final de geobloques EPS, esta superficie debe estar razonablemente limpia y seca en su colocación. Además se debe asegurar que durante la colocación del material de separación no existan daños en los bloques, desniveles que produzcan escalonamiento entre bloques.

En general el sistema de pavimento puede ser construido de manera normal teniendo en cuenta unas pocas precauciones teniendo en cuenta la presencia de los geobloques. La fase más crítica es la colocación y compactación de la capa inicial de suelo sobre la capa de separación o directamente sobre los geobloques. Los vehículos y equipos de construcción como retroexcavadoras no deben tener contacto directo con los bloques (aún si una losa de hormigón es usada ya que puede producir sobreesfuerzos al relleno de EPS. Sin embargo, el tipo y tamaño de equipo de construcción debe ser limitado para no exceder los esfuerzos elásticos del EPS. Una alternativa que puede ser utilizada para minimizar los daños en los geobloques es usar equipo ligero para empujar aproximadamente 300 mm de suelo o agregado sobre el EPS antes de compactar el material. Se recomienda el uso de planchas de acero temporales para el ingreso de maquinas sobre el EPS para obtener una mejor distribución de los esfuerzos y así evitar la deformación del geobloque. Al completar

la colocación del sistema de pavimento, las cargas vehiculares no deberán exceder al de diseño de cargas de tráfico.

Se ha demostrado que cuando se verifica la compactación con el densímetro nuclear debido al contenido de agua natural que tiene el suelo siendo interferido por una dispersión radioactiva causado por átomos de hidrógeno. Es por esto que se recomienda la utilización el uso de procedimientos tradicionales como el de cono y arena para obtener densidades de campo seguido por otros métodos convencionales como el secado de una muestra de suelo para determinar el contenido de agua.

3.12 POST CONSTRUCCIÓN

En proyectos rutinarios, la instrumentación y monitoreo post construcción para geobloques EPS no es requerido. Sin embargo, debido a que el geobloque EPS aún es considerado un nuevo material de construcción, por que se recomienda al diseñador elegir los equipos e instrumentos de monitoreo para realizar un buen control post construcción.

CAPÍTULO IV

4 ANÁLISIS DE LA EFICIENCIA DEL GEOBLOQUE EPS PARA EL USO COMO MATERIAL DE RELLENO

4.1 PRINCIPALES COMPONENTES DEL TERRAPLEN CON GEOBLOQUE EPS.

Figura 4.1.1 COMPONENTES DEL SISTEMA DE GEOBLOQUE EPS.

Como se indica en la Figura 4.1.1, un sistema de relleno de Geobloque consiste en tres importantes componentes:

- El *suelo de fundación* existente, el cual puede o no puede tener mejoramiento de suelo para el relleno con geobloques.
- El *Relleno de bloques* EPS, puede que una porción de suelo de relleno puede ser usado entre el suelo de fundación y el fondo de los geobloques EPS para obtener un poco de ahorro económico en el diseño. Además su arreglo geométrico depende si el terraplén tiene talud inclinado lateral (terraplén trapezoidal) o talud lateral vertical (terraplén vertical), se usará suelo o un cubrimiento estructural a los lados de los geobloques EPS.
- El *sistema de pavimento* propuesto se definirá junto con el espesor del material, ubicado encima de los geobloques EPS. La parte más superficial del pavimento que sirve como superficie final de carretera, usualmente es de concreto de cemento portland para proveer una superficie bastante lisa (regular) para los

vehículos. Pero el pavimento de concreto asfáltico aparece como el predominante en las superficies de las carreteras ya que tienden a tolerar el asentamiento de post-construcción de mejor manera que el concreto de cemento portland, además que el concreto asfáltico es menos costoso. Sin embargo para ciertas aplicaciones como zonas montañosas o caminos de tercer orden suele usarse una capa de lastre o empedrado.

4.2 FASES DE DISEÑO

En la actualidad los trabajos que incorporan geobloques de EPS en trabajos geotécnicos son únicamente diseñados usando el servicio de cargas y el método tradicional de Diseño por esfuerzos permisibles (ASD por sus siglas en inglés) con factores de seguridad. El terraplén en general debe ser diseñado para evitar la falla.

El fenómeno de falla incluye los siguientes dos aspectos:

➤ Falla de servicio.- Como por ejemplo el excesivo asentamiento del terraplén o la falla prematura del sistema de pavimento, a esto se lo denomina Estado límite de servicio (SLS por sus siglas en inglés). El objetivo del diseño global es satisfacer la siguiente ecuación:

○ $Deformación\ estimada\ del\ terraplén \leq Deformación\ máxima\ aceptable$

➤ Colapso o falla última.- Como se puede dar por ejemplo en el caso de inestabilidad de talud en las partes laterales del terraplén, a esto se refiere como Estado de límite último (ULS). El objetivo del diseño global es satisfacer la siguiente ecuación:

- *Resistencia a la falla del terraplén > Cargas del terraplén que producen la falla*

El diseño debe incluir un factor de seguridad para salvaguardar el ULS, factor de seguridad que se define así:

$$FS = \frac{\Sigma(\text{Resistencia del terraplén a la Falla})}{\Sigma(\text{Cargas del terraplén que producen la falla})}$$

En la Tabla 4.2.1 se observa el resumen de los estados de falla de acuerdo a la fase de diseño.

Tabla 4.2.1 RESÚMEN DE ESTADOS LÍMITES DE FALLA DE ACUERDO A LA FASE DE DISEÑO.

El proceso de diseño es dividido en tres importantes fases:

- I. Diseño de la estabilidad externa de todo el terraplén, donde se considera como combinar el relleno y el sistema de pavimento para poder interactuar con el suelo de fundación existente. La estabilidad externa incluye la consideración de los problemas de falla de servicio, como por ejemplo el asentamiento global o asentamiento diferencial, el colapso debido al exceso de soporte de carga e inestabilidad de talud, bajo varios casos de carga como sismos, agua y en algunos casos vientos. Estas fallas en consideración con otras aportaciones del proyecto

específico como las restricciones a lo largo de la carretera, limitaciones por estructuras adyacentes, el tiempo de construcción, entre otras determinan la sección geométrica del relleno.

Debido a que el Geobloque EPS generalmente tiene un mayor costo por volumen que el suelo, es recomendable optimizar el diseño minimizando el volumen de EPS a usar, sin dejar a un lado todo criterio de estabilidad. Es por eso que no necesariamente se tiene que extender los geobloques a lo largo de toda la altura, desde la cima del suelo de fundación hasta el fondo del sistema de pavimento.

II. Diseño de la estabilidad interna en la masa del terraplén, lo mas primordial en este punto es la buena selección y especificación de las propiedades de los geobloques EPS a usar, así el bloque de Poliestireno expandido podrá soportar el sistema de pavimento sin exceso de esfuerzo y reduciendo así su fenómeno de Creep, fallas que ocasionarían un gran asentamiento en la superficie del pavimento.

III. Diseño de un apropiado sistema de pavimento sobre la sub-base provista por el espesor de geobloques de EPS. Este criterio previene la falla del sistema del pavimento (rotura, deformación), esto se incluye en el tipo de falla SLS definido anteriormente como la falla a la servicio. Se deberá considerar en la sección de diseño los sistemas adicionales a implementarse como barreras de protección, parterres, iluminación vial, señalización y demás utilidades.

4.3 DESCRIPCIÓN GLOBAL DEL DISEÑO

Pasos descriptivos del procedimiento de diseño se enumeran en orden ascendente:

1. Investigación preliminar

Lo primero que se necesita para realizar el diseño es investigar y conocer el tipo de suelo que se tiene en el sitio donde se va a desarrollar el proyecto a proponer.

En donde se conocerán las características físico-mecánicas del suelo donde nuestro sistema de relleno ultraliviano de poliestireno expandido será asentado, así se tiene la información suficiente para empezar a tener una idea del arreglo geométrico que puede presentar nuestro diseño global.

2. Pre-selección del Geobloque de Poliestireno expandido y el sistema de pavimento.

En este punto se realizará una selección preliminar del tipo de Geobloque y del sistema de pavimento, aun así se debe tomar en cuenta que éstos parámetros no serán definitivos y se encontraran sujetos a posibles modificaciones si fuese necesario con los requerimientos que se mencionaran posteriormente.

Un parámetro muy esencial en el pre-diseño es que el espesor de el material de pavimento debe tener como mínimo 0,61m de espesor, sobre los bloques de poliestireno expandido, esto es para minimizar los fenómenos de calentamiento excesivo o a su vez congelamiento de los geobloques debido a las temperaturas externas.

3. Preselección del arreglo geométrico del terraplén.

Se necesita determinar un arreglo geométrico del terraplén debido a que generalmente el costo del bloque de poliestireno expandido es más alto que el de suelo en volumen, por lo tanto es muy requerido optimizar el uso de los geobloques pero sin sobrepasar el límite mínimo para poder satisfacer el criterio de diseño y

estabilidad. Es por esa razón que es necesario encontrar el menor número de bloques a usar en el proyecto, y obtener a la vez estabilidad del terraplén tanto externa como internamente, dando como resultado un óptimo diseño técnico-económico.

El parámetro que comanda el diseño es el máximo esfuerzo que soporta el suelo blando de fundación, lo cual indicará el mínimo espesor de bloques EPS requeridos.

4. - 10. Estabilidad Externa o Global

Luego de haber obtenido las condiciones de la sub-base como la geometría del terraplén, el tipo de Geobloque ha ser usado, el tipo de pavimento y el arreglo de los bloques, continua el procedimiento con la evaluación de la estabilidad externa.

11. - 14. Estabilidad interna

Después de cumplir con la estabilidad externa, se evalúa la estabilidad interna del terraplén, este incluye la estabilidad sísmica, carga soportante, traslación debido al agua y viento, etc. La evaluación se realizará mas adelante con un respectivo criterio de tolerancia.

15. Diseño del sistema de pavimento

En este paso se realiza el diseño de pavimento y la verificación y además la verificación de que el tipo de EPS seleccionado en el paso 14 de un adecuado soporte al sistema de pavimento.

16. Comparación de los esfuerzos verticales aplicados

En este paso final, se verifica que el esfuerzo vertical aplicado por el sistema de pavimento preliminar y el sistema de pavimento final tengan buen desempeño.

En la Tabla 4.3.1 se describe con más profundidad cada uno de los pasos a realizar para el diseño del terraplén con el sistema de geobloques EPS. En la tabla 1.1.2 se muestran los pasos correctivos que se pueden tomar para un óptimo diseño del terraplén.

**TABLA 4.3.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE TERRAPLEN PARA
CARRETERA CON EL SISTEMA GEOBLOQUES EPS**

**TABLA 4.3.2 PASOS CORRECTIVOS PARA EL DISEÑO DE TERRAPLÉN
CON EL SISTEMA DE GEOBLOQUES EPS**

4.4 INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

- INGENIERÍA DE TRANSPORTE
- INGENIERÍA CIVIL
- INGENIERÍA HIDRÁULICA
- INGENIERIA ESTRUCTURAL
- GEOTECNIA

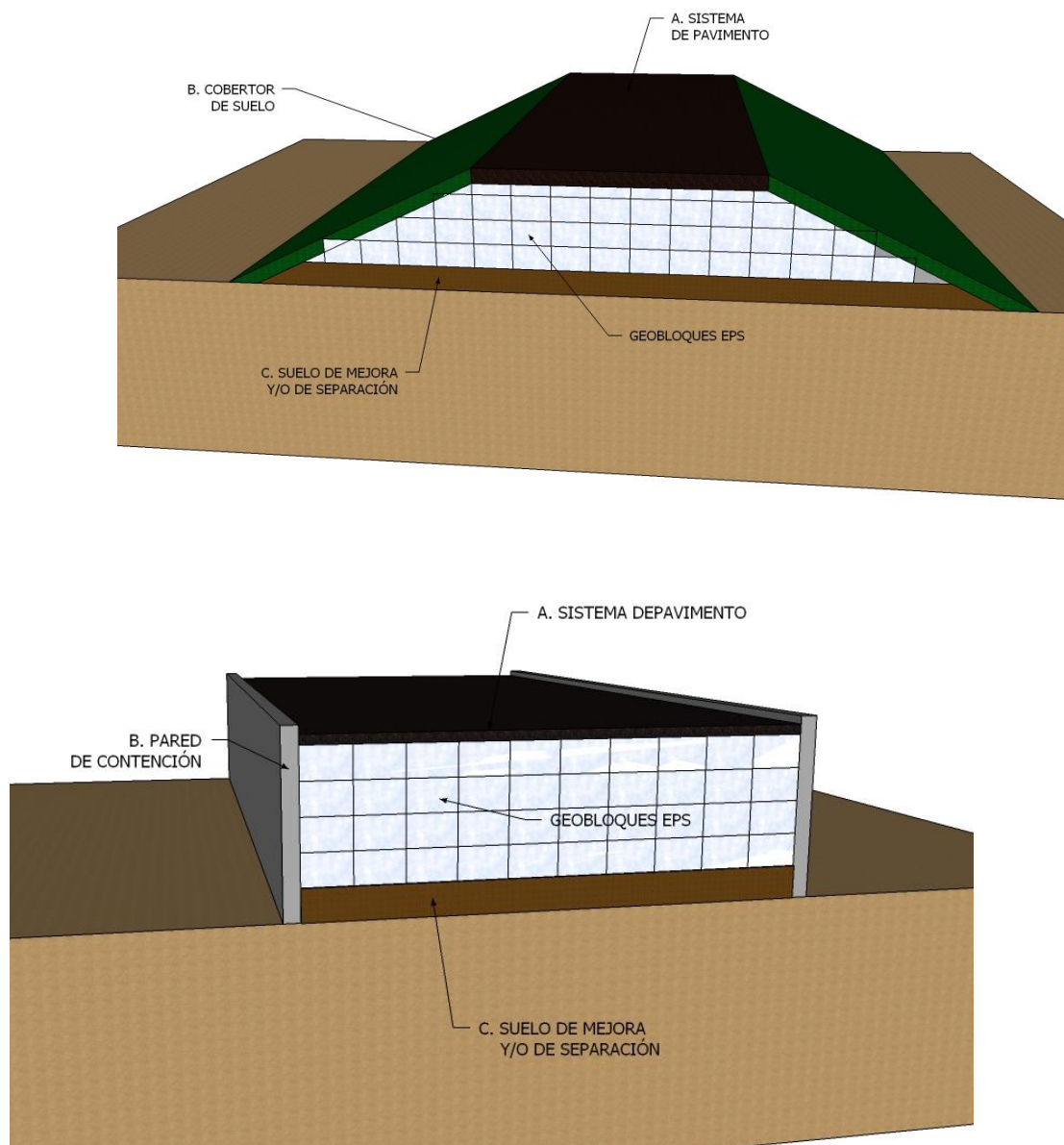
4.5 DESIGNACIÓN DE CARGAS

Las cargas que deben ser consideradas en el diseño del terraplén con geobloques de EPS, sobre suelo blando son: fuerzas de gravedad, tráfico, agua, fuerzas sísmicas y cargas de viento. Para el cálculo de estado de límite último ULS se usa las cargas promedio en condiciones extremas, mientras que para el estado límite de servicio SLS se usa las cargas en condiciones normales. Se debe tomar en cuenta que las fuerzas en estado crítico puede variar en sus condiciones ya que por ejemplo si se desea realizar el diseño para contrarrestar la flotación del geobloque, desplazamiento por acción del agua, o la estabilidad sísmica, el peor escenario se obtiene de las cargas muertas de los geobloques EPS en estado seco, sin embargo para el diseño de estabilidad de talud, capacidad de carga de el EPS, el peor escenario que se tiene es de los geobloques con un aumento de su peso unitario debido a la absorción de agua, especialmente de aquellos que se encontrarán temporal o permanentemente sumergidos.

4.5.1 CARGAS GRAVITACIONALES

Los componentes descritos en la siguiente gráfica contribuyen a la carga por gravedad y deberán ser consideradas en el análisis interno y externo del terraplén.

Figura 4.5.1.1 COMPONENTES DE UN TERRAPLÉN TRAPEZOIDAL Y VERTICAL



De la figura 4.5.1.1 se pueden definir cada una de sus partes a continuación:

- A. El peso de la capa del sistema de pavimento que también puede incluir una losa de concreto utilizada para separar al EPS del sistema de pavimento y evitar así contactos con materiales contaminantes como gasolina entre otros químicos. Los detalles del uso o no de esta losa de hormigón se discuten en el diseño del sistema de pavimento y en la evaluación interna del terraplén.
- B. El peso del cobertor del suelo o talud situado a los lados del terraplén, o el peso de los elementos de contención en un terraplén vertical.
- C. El peso global efectivo de cualquier material situado entre el suelo de fundación (suelo existente) y la superficie inferior de la primera capa de bloques EPS.

Las fuerzas de gravedad pueden ser calculadas en base a un diseño preliminar (no definitivo), asumiendo una sección transversal del terraplén, incluyendo el sistema de pavimento y algún material cobertor del suelo a los lados del terraplén. El sistema de pavimento no es diseñado aun pero se puede usar el valor mínimo de 610mm (0.61m) de espesor que se usa para disminuir los efectos climáticos. También se puede usar un peso unitario general para los componentes de las capas del pavimento de 20 kN/m³ para el diseño preliminar.

Los geobloques EPS usados para el relleno ultraligero se caracteriza por tener una densidad de alrededor de 20 kgf/m³, la misma que representa el 1% de la densidad de los materiales convencionales. Debido a ese bajo porcentaje que representa el

peso de los geobloques EPS en el global del diseño, no es indispensable tomarlos en cuenta en los cálculos. El peso unitario de un geobloque EPS es de 200N/m³ (20kgf/m³). Las porciones de geobloques que se encuentren permanentemente sumergidos o situados bajo el nivel freático se asumen de 1000 N/m³ (1 kN/m³), para cálculos generales de esfuerzo por gravedad, si fuera necesario se puede realizar ensayos de absorción de agua del geobloque EPS y obtener un dato exacto de su peso unitario sumergido.

Como se sabe, si existe alguna excavación debajo del suelo de fundación para situar los geobloques EPS, la reducción de carga deberá ser tomada en cuenta.

4.5.2 CARGAS DE TRÁFICO

El efecto de cargas de los vehículos sobre la capa de rodadura generalmente no es significativo comparado con la carga muerta que ofrece el sistema de pavimento y por ende puede no ser tomado en cuenta en el diseño. Sin embargo, las cargas vehiculares pueden incluirse repartiendo el peso total del vehículo para su área de apoyo y obtener una fuerza uniforme vertical, la cual puede ser tomada en cuenta para los cálculos.

Puede usarse como modelo general 0.67m de 18.9kN/m³, un detalle más profundo se realiza en el análisis de la estabilidad interna del terraplén.

4.5.3 CARGAS HIDRÁULICAS

Es indispensable conocer si el proyecto está localizado adyacente o cerca de fuentes de agua, como ríos, lagos los cuales incrementarán su nivel de agua en ciertas temporadas del año durante la construcción. El especialista hidráulico deberá estimar los parámetros de diseño para condiciones extremas.

Los tres problemas primarios relacionados con el agua es el incremento del peso unitario del EPS en un periodo de largo plazo de absorción de agua, la flotación por un anticipado incremento del nivel freático, y el desplazamiento horizontal debido al paso del agua, produciendo un desequilibrio en el terraplén.

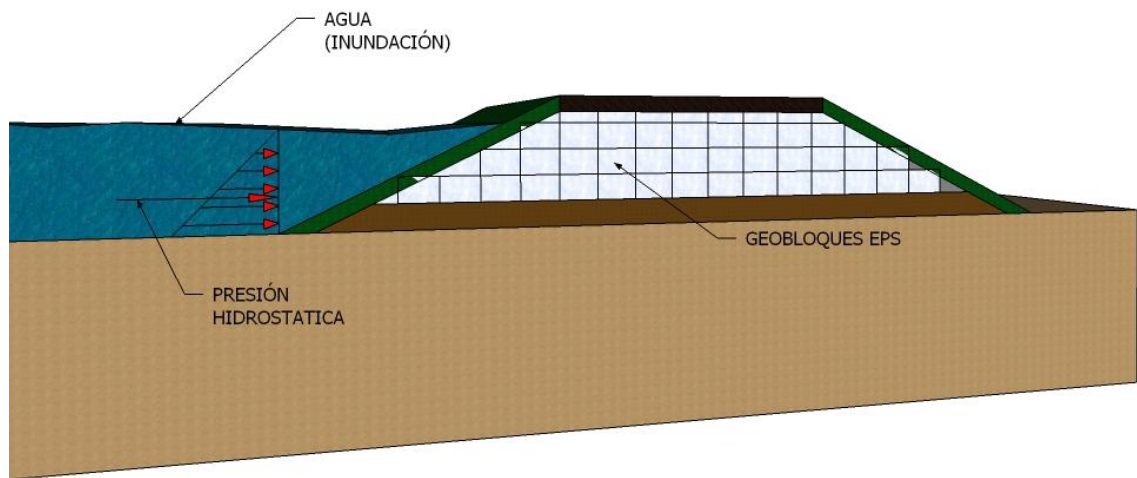
El peso unitario de un geobloque EPS es de 200N/m^3 (20kgf/m^3). Las porciones de geobloques que se encuentren permanentemente sumergidos o situados bajo el nivel freático se asumen de 1000 N/m^3 , para cálculos generales de esfuerzo por gravedad, si fuera necesario se puede realizar ensayos de absorción de agua del geobloque EPS y obtener un dato exacto de su peso unitario sumergido.

El geobloque EPS es un material de espuma de celda cerrada que contiene un porcentaje aproximado de 98% por unidad de volumen. Otra diferencia del EPS con los materiales convencionales es que tiene su superficie “cerrada” contra la penetración de agua, es por eso que este material tiende a flotar cuando está sujeto a inmersión de agua.

Generalmente se toma como regla, cada 1 metro de inmersión del geobloque EPS bajo el agua, requiere 0.50 metros de peso normal de material (suelo, pavimento, etc.) sobre el bloque, para contrarrestar los efectos de flotación (empuje vertical en dirección contraria de la gravedad).

Una acción de fuerza producida por la presión hidrostática contra el terraplén puede provocar un desequilibrio lateral (desplazamiento horizontal) además de un posible fenómeno de flotación.

Figura 4.5.3.1 FUERZAS HIDRÁULICAS A UN LADO DEL TERRAPLÉN.



En el análisis de estabilidad interna y externa se detallan los procedimientos para estimar la sobrecarga requerida para contrarrestar los efectos de desplazamiento horizontal y flotación de los geobloques EPS por efecto del agua.

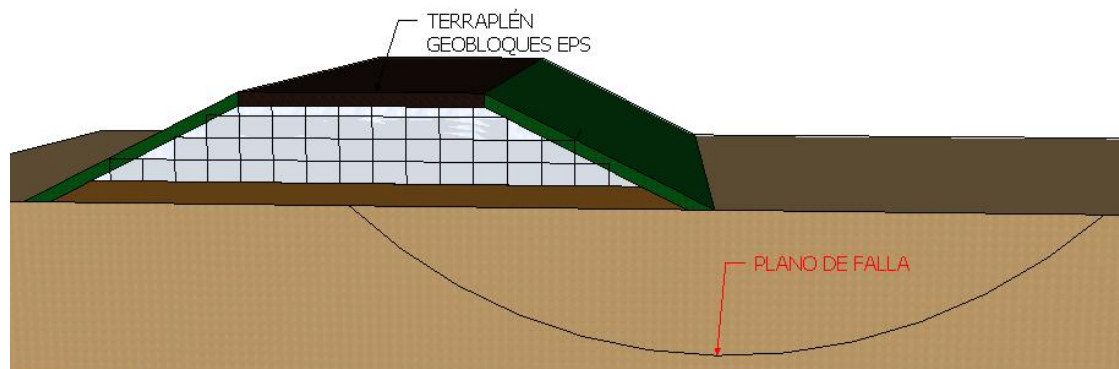
4.5.4 CARGAS SISMICAS

La carga sísmica es un evento de corta duración que debe ser considerado en el diseño del terraplén. La carga sísmica puede afectar a la estabilidad tanto externa como interna del terraplén. Muchas de las consideraciones que se toman para el análisis de la estabilidad externa sísmica, son similares de los construidos de

geobloques EPS a los construidos con materiales pétreos. Estas consideraciones incluyen varios mecanismos SLS y ULS como asentamientos y licuefacción, que son independientes de la naturaleza del material del que está compuesto el terraplén y dependen del riesgo sísmico del sitio de fundación y del espesor de suelo natural que se encuentra sobre la roca o estrato firme.

La evaluación de estabilidad sísmica externa de terraplén con el sistema de geobloque EPS involucra el uso del análisis de estabilidad de talud pseudo-estático, además de conocer el plano de falla obtenido del análisis de estabilidad estático.

Figura 4.5.4 TIPICA SECCION DE FALLA EN SUELOS BLANDOS.



Muchos proyectos de terraplenes que usaron el sistema de geobloques EPS han soportado varios terremotos en Japón sin mostrar un daño significativo, lo que sugiere que es de gran beneficio por seguridad realizar este análisis, el mismo que es la base para el análisis interno y externo del terraplén. Terzaghi desarrolló el análisis de estabilidad pseudo-estático para simular cargas sísmicas en taludes y el análisis incluye el modelamiento del sismo con una fuerza horizontal que actúa permanentemente y no temporalmente como se la analiza comúnmente, en la dirección del talud. Entonces la principal diferencia entre un pseudo-análisis y el

análisis de estabilidad externa es esa fuerza horizontal permanente aplicada al centro de gravedad de la parte crítica del terraplén. Si se usa un método de estabilidad eso involucra dividir la masa deslizante en secciones verticales, la fuerza horizontal es aplicada al centro de gravedad de cada sección vertical, simulando la fuerza inercial producida por el sacudimiento horizontal. La fuerza horizontal (F) es igual a la masa de la sección vertical (m) multiplicada por la aceleración (a).

$$F = m * a \qquad \text{eq. 4.5.4.1}$$

La aceleración sísmica usualmente es obtenida de multiplicar un coeficiente sísmico (k) por la gravedad.

4.5.5 CARGAS DE VIENTO

El geobloque EPS usado como relleno ligero usualmente con una densidad de 20kg/m³, lo cual es aproximadamente el 1% de la densidad de los materiales pétreos. Debido a su baja densidad, el desplazamiento horizontal del terraplén en la parte entre la superficie inferior de los geobloques EPS y el suelo de fundación es un mecanismo potencial de falla. Esta falla es de tipo ULS, la cual es un problema de estabilidad externa, y únicamente afecta en terraplenes con geobloques EPS. Un problema a corto plazo tanto en el proceso constructivo como inmediatamente al terminar la construcción, es el desplazamiento de los geobloques por acción de las cargas de viento y es resistido principalmente por la resistencia al corte (S_u) del suelo de fundación sin drenar, siendo una arcilla blanda. Sin embargo a largo plazo estas fuerzas producidas por el viento son resistidas por el ángulo de fricción en la

base del terraplén. Aunque el ángulo de fricción δ para este tipo de superficies es relativamente alta, la fuerza resistente (igual a la carga muerta por la tangente de δ) es pequeña, debido a que la carga muerta del terraplén es pequeño (terraplén de geobloques EPS). En ciertas ocasiones además suelen usarse geosintéticos como los geotextiles para separar las capas entre el suelo de fundación y la superficie de geobloques EPS. Debido a ello el terraplén tiene una tendencia a la falla por desplazamiento lateral, sin embargo no existe ningún tipo de antecedente en el cual se presente este tipo de falla debido al viento en terraplenes con sistema geobloques EPS.

Hasta hoy, únicamente la guía de diseño nacional para terraplenes con EPS francesa, reconoce explícitamente el potencial del desplazamiento del terraplén por acción del viento. El viento conduce fuerzas que llegan a aplicar esfuerzos en barlovento y sotavento, a ambos lados del terraplén, como se muestra en la siguiente figura. Notar que el estrés del viento en el lado de sotavento, es debido a la succión. Las magnitudes de estas fuerzas horizontales pueden obtenerse de la teoría de mecánica de fluidos así:

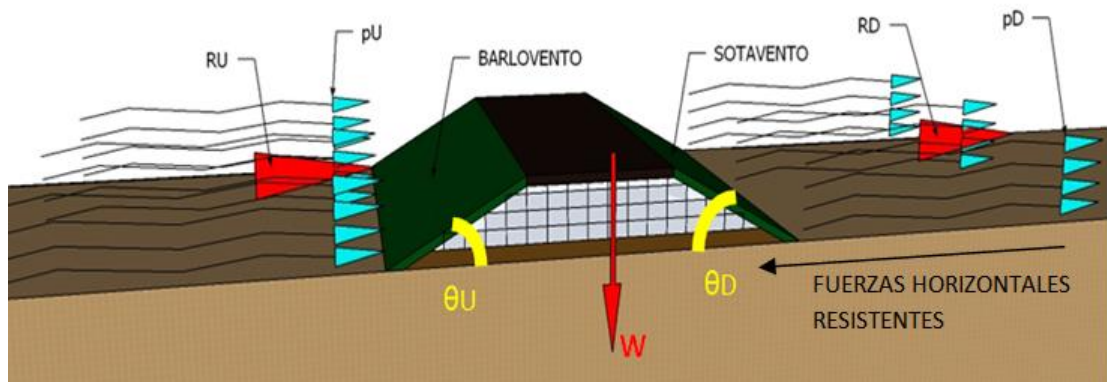
$$p_U = 0.75V^2 \sin \theta_U \quad \text{eq. 4.5.5.1}$$

$$p_D = 0.75V^2 \sin \theta_D \quad \text{eq. 4.5.5.2}$$

Donde V: velocidad del viento en m/s

p_U , p_D : presión del viento en kilo-pascales

Figura 4.5.5.3 FUERZAS DE VIENTO SOBRE EL TERRAPLÉN



Como se puede observar en el análisis de estabilidad externa más adelante, los resultados de la presión del viento, obtenidos con las ecuaciones 4.5.5.1 y 4.5.5.2 demuestran que dichas ecuaciones son demasiado conservativas y se recomienda realizar un análisis más real de acuerdo a la zona donde se realiza el terraplén.

4.6 DISEÑO DEL SISTEMA DE PAVIMENTO

El objetivo del diseño del sistema de pavimento es seleccionar el arreglo y espesor más económico posible de los materiales que serán fundados sobre el sistema de geobloques EPS. El criterio de diseño es el de prevenir una falla prematura del sistema de pavimento, falla SLS, así como también minimizar el fenómeno de sobrecalentamiento y/o congelamiento de los geobloques, de acuerdo al lugar de su ubicación.

Los procedimientos tradicionales de diseño de sistema de pavimento pueden ser usados considerando a los geobloques EPS como el equivalente al suelo de sub-base.

El valor del módulo resiliente o el equivalente CBR (California Bearing Ratio) del EPS puede ser usado en el procedimiento de diseño. Un resumen de estos parámetros de diseño se describe en la siguiente figura (Tabla 4.6.0).

TABLA 4.6.0 VALORES PARA DISEÑO DE PAVIMENTO DEL GEOBLOQUE EPS.

Dependiendo de las cargas de tráfico y la vida útil deseada del sistema de pavimento, un espesor relativamente ancho de mínimo 610mm, será requerido para contener el terraplén de geobloques EPS. Los beneficios de usar un espesor grueso en el sistema de pavimento es el aumento de vida útil, incremento de estabilidad del terraplén, reduce el fenómeno de sobrecalentamiento de los geobloques debido a temperaturas del ambiente y un mejor acomodo de servicios públicos de poca profundidad. Las desventajas de un grueso espesor de sistema de pavimento. Las desventajas de un sistema de pavimento de grueso espesor es el incremento de peso el cual desfavorece la estabilidad externa del terraplén. Debido a eso es importante optimizar el espesor del sistema de pavimento. El resumen de las propiedades del geobloque y sus valores para el diseño se encuentran en la tabla 4.6.0.

4.6.1 BENEFICIOS DE UN SISTEMA DE PAVIMENTO DE GRUESO ESPESOR

1. INCREMENTO EN LA VIDA UTIL DEL PAVIMENTO

El objetivo del diseño de pavimento flexible usando concreto asfáltico (AC), es determinar el tipo, espesor y arreglo de las varias capas del pavimento para minimizar las respuestas críticas del pavimento y proveer un excelente servicio para el tiempo de vida deseado. Las respuestas del pavimento son las tensiones,

deformaciones y deflexiones que ocurren en los pavimentos AC debido a las cargas de tráfico, variaciones de temperaturas diarias o temporales, cambios de humedad, cambios de condiciones de soporte del pavimento. Las respuestas críticas del pavimento son las respuestas de los materiales en los cuales a través de una particular o de varias actividades de esfuerzo, resultan en un deterioro estructural del pavimento. Las respuestas críticas del AC incluyen la deformación por tracción en la parte inferior del AC o de la capa base estabilizada, la deformación vertical sobre la parte superior de cualquier capa granular no consolidada, y la deformación vertical en la parte superior de la sub-base. Cada capa del sistema de pavimento debe estar diseñada para evitar las sobrecargas en las capas inferiores. La carga de una capa se relaciona con la rigidez de la misma. La rigidez de un material es la capacidad de resistir la deformación dentro del rango elástico (lineal) de la relación esfuerzo-deformación. Es la magnitud de la fuerza que se debe aplicar en algún momento para producir una unidad de desplazamiento en ese punto. La rigidez de una capa de pavimento se obtiene generalmente con la ecuación:

$$R = E * D^3 \quad \text{eq. 4.6.1}$$

Donde

R= Rigidez

E= Módulo de elasticidad.

D= Espesor de la capa

Esta relación indica que el espesor tiene más influencia en el rendimiento de la capa.

Por lo tanto el mejor método para prevenir la deformación permanente de las capas inferiores se logra principalmente mediante el aumento del espesor de la capa superior. Además una capa de mayor espesor reduce las tensiones de tracción en la parte inferior de una capa rígida que se coloca en la parte inferior como es típico en las secciones de pavimento.

2. INCREMENTO DE ESTABILIDAD INTERNA

El espesor del sistema de pavimento afecta en la estabilidad interna por dos condiciones. Como el espesor del pavimento aumenta, la carga muerta aumenta sobre los geobloques EPS. Sin embargo como aumenta el espesor y por ende las distancias entre la superficie del pavimento y la parte superior de los geobloques EPS aumentan de igual forma y los esfuerzos por cargas vivas transmitidas por los neumáticos vehiculares al EPS disminuyen. Teóricamente existe un espesor de pavimento óptimo para que la combinación de carga muerta y cargas vivas sean minimizadas. Este espesor óptimo depende del peso unitario de los materiales componentes del sistema de pavimento y de la presión de los neumáticos en el área de apoyo sobre el pavimento.

3. REDUCCIÓN DE DAÑOS POR CAMBIOS CLIMÁTICOS

La superficie de un pavimento cubriendo a un relleno de geobloques generalmente es más caliente que una superficie de pavimento cubriendo un sueño de sub-base (material granular). El calentamiento de la superficie del pavimento ocurre cuando en una temporada de clima caliente ha quedado atrapado el calor en los geobloques de poliestireno expandido EPS. También cabe resaltar que el calentamiento es mayor en

pavimentos AC que en pavimentos PCC⁵. Este calentamiento solar puede acelerar el deterioro de las capas de pavimento AC, disminuyendo así su Módulo de Young debido al incremento de temperatura. Así como el modulo de Young disminuye la deformación dentro del pavimento por la aplicación de cargas vehiculares incrementa. La falla por fatiga del pavimento AC está relacionada a la magnitud del esfuerzo a tensión bajo cargas vehiculares en su superficie.

Sin embargo no existen archivos en donde se indique la falla del sistema de pavimento a causa del fenómeno de calentamiento en terraplenes con el sistema de geobloques EPS. Debido a lo explicado anteriormente es claro resaltar que el beneficio de un sistema de pavimento de un grueso espesor disminuye la capacidad de sobrecalentamiento y su consecuente deterioro.

4. MEJOR ACOMODO DE SERVICIOS PUBLICOS SUPERFICIALES.

Las utilidades poco profundas y estructuras secundarias de una carretera como son barreras divisoras, postes de luz y señalización pueden ser mejor acomodadas en un pavimento con un adecuado espesor para permitir un correcto empotrado o anclaje de los servicios.

4.6.2 DESVENTAJAS DE UN GRUESO ESPESOR DEL SISTEMA DE PAVIMENTO

Un sistema de pavimento con mayor espesor da como resultado cargas muertas de mayor magnitud y afecta a la estabilidad externa del terraplén incrementando los asentamientos. Es posible reducir el espesor del pavimento y mantener un sistema de

⁵ Hormigón con cemento Portland (Portland Cement Concrete)

pavimento eficiente utilizando geobloques de mayor densidad para la capa más superficial del relleno, dentro del límite horizontal del área pavimentada, proveyendo un material de separación entre el EPS y el sistema de pavimento. En los siguientes puntos se tiene dos alternativas para la disminución de espesor del sistema de pavimento.

4.6.3 USO DE GEOBLOQUES DE DIFERENTES CARACTERÍSTICAS

Este método permite disminuir la sección del pavimento utilizando geobloques de mayor densidad (EPS100) para la capa superior del sistema de relleno dentro de los límites del área pavimentada. El modulo resiliente del EPS influye directamente en el espesor del sistema de pavimento propuesto. Sin embargo en la práctica ha predominado el uso de geobloques de forma homogénea es decir con las mismas características mecánicas en todo el terraplén. Se necesita un análisis costo-beneficio de aplicar el método de incremento de densidad de geobloques contra el incremento del espesor del pavimento, en donde generalmente el costo aumenta cuando se incrementa la densidad al geobloque de poliestireno expandido.

Otra ventaja de este método es que se puede usar geobloques de menor densidad a profundidades mayores. Debido a que el total del esfuerzo vertical disminuirá a medida que se tenga mayor profundidad de geobloques EPS, así como también se puede usar geobloques de menor densidad en los costados del relleno, donde estén fuera de los límites del área pavimentada. Esto reducirá el costo general de la construcción, sin embargo, por facilidad constructiva es recomendable no más de dos tipos de geobloques EPS (2 diferentes densidades).

4.6.4 USO DE MATERIALES DE SEPARACION

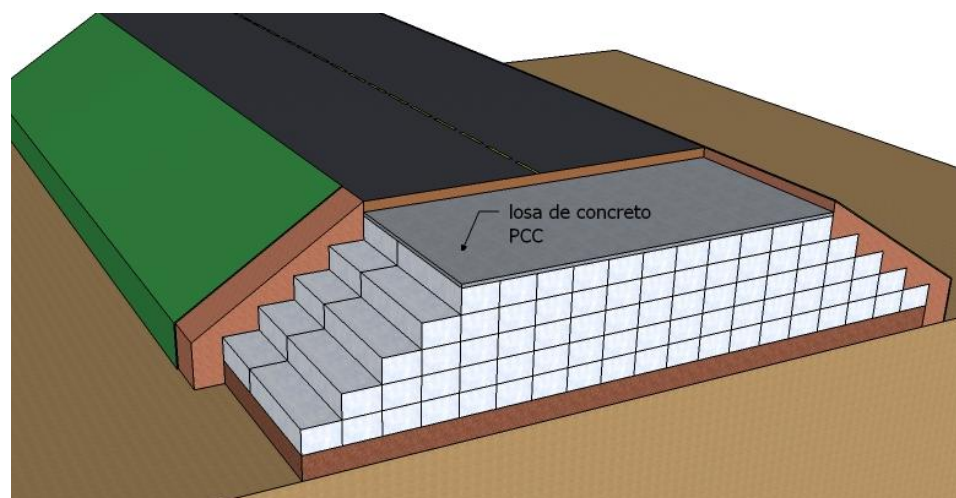
Una capa de separación entre la superficie superior de los geobloques EPS y el fondo del sistema del pavimento pueden tener dos funciones:

- Para mejorar el rendimiento y alargar el periodo de vida útil del sistema de pavimento proporcionando un refuerzo, separación y/o filtración. Una capa de separación usada para estos fines, técnicamente se la considera parte del sistema del pavimento.
- Para mejorar la durabilidad de los geobloques EPS durante y después de la construcción.

Una capa de separación proporciona de refuerzo a la capa de pavimento sin consolidar, dándole un confinamiento horizontal adicional. Este confinamiento adicional incrementa la resistencia y la rigidez de la capa sin consolidar debido a que el comportamiento de esfuerzo-deformación de las capas sin consolidar, las cuales generalmente consisten de suelo granular, depende del esfuerzo efectivo de confinamiento. Se concluye que en la capa de rodadura en estructuras de pavimento sin una capa sólida de separación se tiene la rigidez efectiva más baja comparada con un sistema que tiene una capa (como por ejemplo una losa de hormigón) de separación. Si el material sin consolidar se única directamente encima de los geobloques EPS, es recomendable que el valor del módulo de elasticidad del material sin consolidar se asuma con hasta un 50% menos de su valor en los cálculos del diseño elástico-lineal. Una capa de hormigón como capa de separación es bastante recomendable en carreteras de alto volumen de tráfico ya que neutraliza los efectos de las juntas abiertas entre geobloques EPS, abastece un mayor soporte a toda la capa

sin consolidar debajo de la alta intensidad de tráfico y elimina cualquier restricción de usar geobloques EPS de menor densidad (de menor costo).

4.6.4.1 LOSA DE SEPARACIÓN PCC (LOSA DE HORMIGÓN CEMENTO PORTLAND).



El uso de una capa de 100mm a 150mm de espesor de losa PCC es actualmente una práctica que se realiza a menudo porque se ha considerado necesario proporcionar un suficiente confinamiento lateral de las capas sin consolidar del pavimento cuando se usa el sistema de geobloques EPS. Como una regla de aproximación se estima que 1mm de losa de hormigón reemplaza a 3mm de material granular. La función original de la losa de PCC fue para reforzar y permitir un espesor reducido del sistema de pavimento. En posteriores diseños la losa de PCC fue usada para actuar como una barrera protectora contra derrames de químicos y derivados de petróleo en la carretera. Sin embargo esta función es cuestionable ya que a largo plazo suele desarrollar fisuras. Los problemas con el uso de la losa PCC son:

- La capacidad que tienen de desplazamiento en un evento sísmico. En diseños japoneses se usaron varillas en “L” ancladas a los geobloques EPS.
- El potencial que tiene para almacenar agua dentro del sistema de pavimento.
- La forma de responder ante variaciones climáticas es desfavorable.

Adicionalmente las losas de PCC generalmente representan un alce significativo de costo. En varios proyectos que se han desarrollado con este sistema de relleno ligero se ha demostrado que el costo de la losa de hormigón PCC llega a representar un 20 a 30% del total del costo total de la obra. Actualmente se han usado alternativas de materiales de separación como es el caso de las geomallas, geomembranas reforzada que resiste también a los derrames de hidrocarburos, geoceldas con relleno de material granular o PCC, y suelo estabilizado con cemento.

Una aplicación donde regularmente la losa de PCC es usada es cuando el terraplén tiene costados verticales. La función primaria de la losa PCC es soportar la parte superior del sistema del terraplén, la segunda función es proporcionar anclaje a las varias estructuras secundarias de la carretera como barreras, señalización e iluminación. Una losa usada para estos fines actúa principalmente como un elemento estructural en beneficio de los otros componentes del sistema del terraplén que no son los geobloques EPS, por esto la losa PCC deberá ser diseñada para los requerimientos mencionados.

La siguiente evaluación comprende las varias alternativas que han existido para el desarrollo de terraplenes con el sistema de relleno ligero de geobloques EPS a lo largo de los últimos 30 años. La lista se clasifica en orden ascendente de su

complejidad constructiva y su probable incremento de costo en el global del proyecto:

- Sin ninguna capa de separación. Ha sido aceptable en muchos diseños base de algunos países.
- Geotextil. Ofrece una excelente protección contra partículas solidas del sistema de pavimento que tienden a desplazarse hacia abajo, dentro de las juntas abiertas de los geobloques EPS.
- Geomembrana. Este tipo de geotextil es una gran protección contra los derrames de hidrocarburos, además de ser una barrera para la tendencia de desplazamiento de las partículas del pavimento hacia los geobloques EPS.
- Geomalla. Esta alternativa únicamente rigidiza la capa no consolidada del sistema de pavimento.
- Geocelda con relleno de material granular o PCC. Esta alternativa rigidiza la capa no consolidada del sistema de pavimento.
- Suelo estabilizado con cemento. Esta técnica se basa en mezclar un relativo pequeño porcentaje de cemento portland con material granular para formar básicamente un concreto de baja resistencia.
- Estabilización con puzolana. Una técnica similar a la estabilización de cemento pero se usa estabilizantes puzolánicos (material volcánico).
- Losa PCC reforzada. A pesar que la alternativa de no añadir una capa de separación en la base de diseño para hacer comparaciones técnico-económicas, se suele usar de 100 a150mm de losa de PCC, que obviamente encarece el costo global de la obra. Una losa de PCC no necesariamente es requerida, y si el costo es

excesivo, pueden considerarse cualquiera de las variables mostradas anteriormente para capas de separación. Además si la carretera no tiene un alto volumen de cargas, la capa de pavimento no consolidado no necesita de un confinamiento adicional y solamente con una geomembrana sería suficiente para la protección contra el derrame de hidrocarburos.

Figura 4.6.4.1.1 TIPOS DE MATERIALES DE SEPARACIÓN PARA INTERFACE TERRAPLÉN/SISTEMA DE PAVIMENTO



La necesidad de rigidizar la o las capas de pavimento sin consolidar debe ser analizada para cada proyecto específico.

4.7 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE PAVIMENTO

Existen resultados de estudios hechos para el manual holandés de diseño para terraplenes con sistema de geobloques EPS para uso de pavimento flexible, mostrando como principales puntos, los siguientes:

- La deformación horizontal en la parte inferior de la capa de asfalto es aproximadamente 15% más grande cuando se usan geobloques EPS, comparado con un sistema de relleno de base granular. Esta diferencia de valor en la deformación resulta en un número dos veces inferior al permisible de repeticiones de carga por eje estándar, o una vida de diseño de pavimentos dos veces más corto.
- Debido al bajo módulo de elasticidad del geobloque EPS, el espesor del EPS tiene una influencia mínima en el comportamiento del pavimento bajo las cargas y en el diseño de periodo de vida útil del pavimento. El esfuerzo y la deformación en la parte superior de la capa del pavimento son similares a las estructuras con diferentes espesores de las capas de EPS.
- La presencia de una sub-base EPS en una estructura de pavimento tiene una influencia significativa en el esfuerzo y deformación desarrollado en el pavimento. La parte sin consolidar del pavimento tiene materiales con una baja rigidez efectiva en pavimentos sin una capa de separación por encima del EPS, en comparación con la rigidez de materiales ubicados sobre una capa de separación. Se asume en los cálculos un modulo de elasticidad para el material sin consolidar una reducción del 50% en el diseño, cuando el material este ubicado directamente sobre el geobloque, y 100% cuando se encuentre sobre una capa de separación.
- El implemento de una capa de separación incrementa substancialmente el periodo de vida útil del sistema de pavimento en un sistema de relleno ligero EPS, en donde la aplicación de este método es más regular en carreteras donde se tenga un

alto volumen de tráfico, mas no siendo necesario en todos los proyectos. (Como es nuestro caso un camino vecinal en una zona de bajo volumen de tráfico, no se requerirá de la aplicación de una capa rígida de separación, como la losa PCC)

Hasta la fecha solamente se conoce de un solo proyecto que se uso pavimento rígido sobre el sistema de relleno de EPS, la reconstrucción de la Interestatal 15 en Salt Lake City, Utah en Estados Unidos (figura 4.7.0), generalmente este sistema se lo acopla con un pavimento flexible. En donde los resultados fueron excelentes, mencionando las ventajas que se obtuvieron en la estabilidad de utilidades de servicio y drenajes, así mismo la estabilidad de el terraplén. La consolidación primaria fue imperceptible y se espera un mínimo asentamiento a largo plazo. El tiempo ahorrado en construcción fue un alto punto de realce en la aplicación de este sistema.

Figura 4.7.0 PROYECTO INTERESTATAL UTAH, USA

Para un buen desarrollo en el diseño del sistema de pavimento se tiene un catálogo de diseño. Un catálogo de diseño es un medio de apoyo para los constructores, para obtener diseños estructurales de pavimento sobre la base de un conjunto único de supuestos relativos a los requisitos de diseño. El procedimiento de diseño AASHTO se utilizó porque la mayoría de los diseñadores de pavimento en los EE.UU. están familiarizados con este procedimiento de diseño.

A continuación se encuentra el catalogo de diseño propuesto por la AASHTO (American Association of State Highway ant Transportation Officials) 1993 para optar con facilidad el sistema de pavimento requerido.

4.7.1 CATÁLOGO DE DISEÑO DE PAVIMENTO

El catálogo de diseño para un sistema de pavimento flexible mostrado en la figura (TABLA 4.7.1.1), se basa en las siguientes suposiciones:

1. Todos los diseños están basados a base de un requerimiento estructural para un periodo de rendimiento, independientemente del intervalo de tiempo.

El periodo de rendimiento es definido como el periodo de tiempo durante el cual una estructura inicial (o rehabilitada) durará hasta antes de llegar su tiempo de servicio terminal.

2. El rango de niveles de tráfico para el periodo de rendimiento es limitado entre 50000 y 1000000 de 80 kN (18kip) equivalente a aplicaciones de un solo eje de carga (ESAL: equivalent single-axle load). Un ESAL es la sumatoria de los equivalentes de 80 kN (18 kip) de cargas de un solo eje y es usada para convertir un tráfico mixto a un tráfico de diseño para el periodo de rendimiento.

3. Los diseños son basados en un 50 a 75 por ciento de nivel de confiabilidad, lo cual la AASHTO considera aceptable para el diseño de carreteras de bajo volumen de tráfico.

4. Los diseños están basados sobre los valores de los módulos resilientes indicados anteriormente en la Tabla 2, para los tres típicos grados de EPS: EPS50, EPS70, EPS100.

5. Los diseños se basan en un índice de servicio inicial de 4.2 y un índice de servicio final de 2. El promedio de servicio inicial según las pruebas de la AASHTO fue de 4.2 para pavimentos flexibles. AASHTO recomienda un índice de servicio final de 2 para autopistas con menos tráfico que las autopistas principales.

6. Los diseños se basan en una desviación estándar de 0.49 para tomar en cuenta la variabilidad que se tiene con las propiedades de los materiales, el tráfico y el rendimiento. AASHTO recomienda un valor de 0.49 para el caso de la variable del tráfico futuro proyectado que no está considerado.

7. Los diseños no consideran los efectos de los niveles de drenaje en el desempeño sistema de pavimento previsto.

Aunque el catálogo de diseño en la Tabla 4.7.1.1 muestra que es para caminos de bajo-volumen de tráfico, el uso de los geobloques EPS no se limita a eso, ya que se han utilizado en carreteras de alto volumen de tráfico, tales como carreteras como la Interestatal 15 en Utah, USA.

TABLA 4.7.1.1. CATALOGO PARA DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE

Una vez que el número estructural (SN) es determinado, puede ser identificado el espesor apropiado de la capa de pavimento flexible, el mismo que producirá la capacidad de carga de transporte indicada por el SN de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$SN = a_1D_1 + a_2D_2 + a_3D_3 \quad \text{eq. 4.7.1.1.1}$$

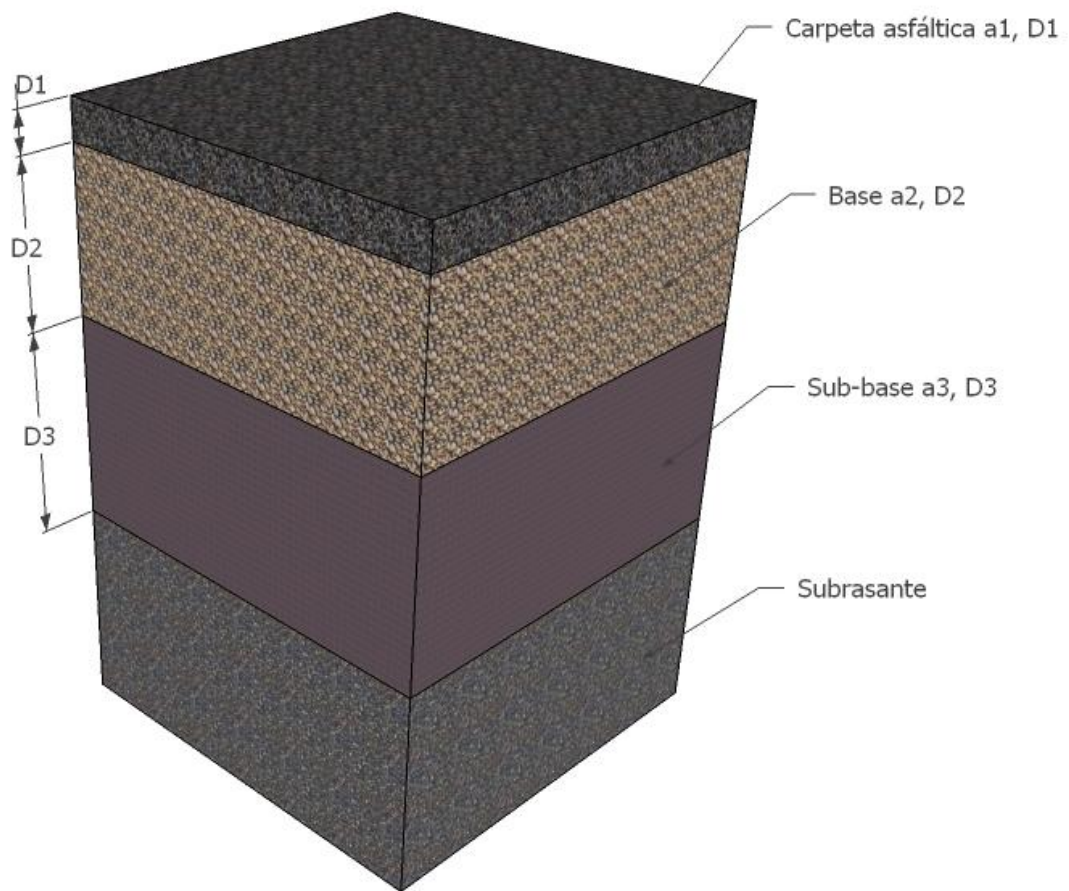
Donde

SN= Número estructural

a_1 , a_2 y a_3 = coeficientes de los materiales de la capa de rodadura, base y sub-base, respectivamente, y

D1, D2 y D3 = espesor (en pulgadas) de la capa de rodadura, base y sub-base, respectivamente.

SECCION DE UNA ESTRUCTURA CONVENCIONAL DE PAVIMENTO



Los coeficientes D1, D2, D3 de las capas pueden obtenerse en la tabla 4.71.2.

TABLA 4.7.1.2 MINIMO ESPESOR PARA ASFALTO Y BASE DE AGREGADOS.

**TABLA 4.7.1.3 RANGO DE VALORES RECOMENDADOS PARA
COEFICIENTES DE MATERIALES a1, a2, a3.**

Como se puede ver en la ecuación 4.7.1.1.1 no se obtiene un resultado único para el espesor de la capa de rodadura, base y sub-base. El costo de la construcción y la mantención de la misma deben ser considerados para obtener un diseño óptimo. La AASHTO recomienda un espesor mínimo indicado en la tabla 4.7.1.2 para asegurar un adecuado comportamiento considerando parámetros de estabilidad y cohesión bajo las cargas de tráfico, y por razones económicas. Con esta tabla se pueden fijar los valores para D1, D2 y D3 para estimar un valor en la ecuación 4.7.1.1.1, además se recomienda un espesor mínimo de 610mm para minimizar los efectos que producen las variaciones climáticas en el ambiente.

La tabla 4.7.1.3 muestra el efecto del modulo resiliente del geobloque EPS en la asignación del SN (numero de diseño estructural) realizado en una prueba experimental por la AASHTO. Los valores del SN son mayores mientras los valores del módulo resiliente disminuyen dentro del rango típico del geobloque EPS.

El valor del módulo resiliente o el equivalente CBR (California Bearing Ratio) del EPS puede ser usado en el procedimiento de diseño. Un resumen de estos parámetros de diseño se describe en la siguiente figura (Tabla 4.7.1.4):

**TABLA 4.7.1.4 VALORES PARA DISEÑO DE PAVIMENTO DEL
GEOBLOQUE EPS.**

Como se puede ver en la gráfica de la tabla 4.7.1.4, se obtiene un número estructural de diseño 7.5, 6.8, 6.1 para geobloques EPS tipo EPS50, 70 y 100 respectivamente, teniendo un rango de variación en el SN de 0,7. Es por eso que la disminución en el número estructural se obtiene con la aplicación de un geobloque EPS de mayor densidad. La sensibilidad que se tiene con la variación del módulo resiliente es de mucha significancia, ya que el resultado del cambio de densidad del geobloque EPS altera directamente en el costo del sistema de pavimento. Esto puede armonizarse usando geobloques EPS de mayor densidad en la parte superior del relleno o a su vez incrementando el espesor del pavimento, en un análisis técnico-económico.

4.8 RANGO TIPICO DE CARGAS MUERTAS IMPUESTAS POR UN SISTEMA DE PAVIMENTO

Dos investigaciones fueron hechas para obtener el rango típico de cargas muertas de un sistema de pavimentos sobre un sistema de geobloques GEOBLOQUE EPS. El primero método fue analizar los diseños del sistema de pavimento de la AASHTO 1993 de pavimentos flexibles y rígidos para bajo y alto volumen de tráfico. El segundo método fue investigar los datos y resultados de los casos existentes en los historiales del sistema de relleno ligero de geobloques EPS.

Los sistemas de pavimentos flexibles diseñados en esta descripción fueron asumidos por una superficie de concreto asfáltico, una base de piedra triturada y una sub-base de grava arenosa sobre un relleno ligero de geobloque EPS. La AASHTO recomienda un espesor mínimo para el concreto asfáltico y de la base de agregado (TABLA 4.7.1.2 MINIMO ESPESOR PARA ASFALTO Y BASE DE

AGREGADOS.), que es usado para determinar el espesor de la sub-base necesaria para proporcionar el SN requerido.

Con estudios realizados a base de la norma ASTM D 698 se determinó en procedimientos de laboratorio los pesos unitarios para las diferentes capas del sistema de pavimento, teniendo un rango de 20.8kg/m³ a 21.2kg/m³ para sistemas de pavimento sin una losa de separación PCC, y esfuerzos del orden de 12.6kPa a 12.9kPa (18.5kg/cm² a 18.91kg/cm²). El esfuerzo de la losa PCC también fue analizado mas no fue considerado para el análisis del diseño del sistema de pavimento, el esfuerzo adicional de la losa PCC fue determinado reemplazando el espesor de la sub-base equivalente al espesor de la losa PCC, para así poder mantener el mínimo espesor recomendado del sistema de pavimento de 610mm. En la tabla 4.8.0 se puede observar el esfuerzo y peso unitario proporcionado por una losa PCC de 102 y 152mm (4 y 6 pulgadas) como capa de separación.

TABLA 4.8.0 RANGO DE ESFUERZOS POR CARGA MUERTA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES CON BAJO VOLUMEN DE TRÁFICO

TABLA 4.8.0.1 HISTORIAL DE PROYECTOS CON EL SISTEMA DE GEOBLOQUES EPS.

4.8.1 RESÚMEN

Con los estudios realizados anteriormente en laboratorios y con el apoyo de experiencias en proyectos existentes se ha determinado valores mínimos para su uso como datos preliminares de diseño, estos son:

Tabla 4.8.1.1 RESÚMEN DE DATOS PRELIMINARES PARA EL USO DE GEOBLOQUES EPS COMO MATERIAL DE RELLENO

Tpavement :	610 mm
Peso unitario (humedo) :	20 kN/m ³
Capas de bloques :	2 capas
Altura de espesor EPS :	610 mm
Altura total de bloques EPS :	1.22 m
Densidad EPS seco :	0.20 kN/m ³
Densidad EPS sumergido :	1.00 kN/m ³

Los resultados de análisis de costos en proyectos existentes determinan que el uso de geobloques EPS de mayor densidad en la parte superior del relleno puede no ser beneficioso económicamente en carreteras de bajo volumen de cargas pero puede resultar de gran beneficio para una carretera con un alto volumen de tráfico.

4.9 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD EXTERNA DEL TERRAPLÉN.

El diseño del terraplén requiere de una óptima interacción entre los geobloques EPS y el sistema de pavimento con el suelo de fundación. La evaluación de estabilidad externa en este procedimiento de diseño incluye consideraciones de problemas SLS (estado límite de servicio) como el asentamiento total o diferencial del terraplén, causado por la pobre resistencia del suelo de fundación y de los problemas ULS (estado límite último) como la estabilidad de talud, estabilidad sísmica, flotación, desplazamiento por cargas laterales de agua y viento. En la tabla 4.2.1 se muestran todos estos fenómenos que afectan a la estructura tanto en la estabilidad interna como en la externa, siendo la parte de estabilidad externa la concerniente al análisis de este capítulo.

El esfuerzo por sobrecarga impuesto por el sistema de pavimento y relleno de geobloques EPS sobre el suelo de fundación puede disminuir la estabilidad de algunos mecanismos de falla como el asentamiento, capacidad de carga, estabilidad de talud y estabilidad sísmica, mientras se incrementa en pro de la estabilidad de otros mecanismos como el de flotación, desplazamiento por cargas de agua y viento. Es por eso que la optimización del diseño del terraplén requiere de análisis iterativos, como se muestra en la Tabla 4.3.1 se encuentra el proceso descriptivo del diseño con su respectivo anexo para corrección de errores en la tabla 4.3.2 a lo largo del proceso. El diseño óptimo requiere del mínimo espesor de sistema de pavimento, un

mínimo de espesor en la masa de relleno de geobloque EPS y el uso de la menor densidad posible en los geobloques EPS. Debido a esto el procedimiento de diseño empieza con el sistema de pavimento menos costoso para llegar a un diseño eficiente y con menor gasto económico.

4.10 GEOMETRÍA DEL TERRAPLÉN

La geometría de sección del terraplén en dirección transversal (perpendicular) a la alineación de la carretera es la geometría crítica para el comportamiento en la estabilidad externa debido a que el análisis de los asentamientos convencionales y límites de estabilidad bidimensional usa la sección transversal del terraplén para sus cálculos. Sin embargo la geometría longitudinal del terraplén a lo largo del alineamiento de la carretera debe ser considerada para propósitos de construcción y asentamientos y se los describe más adelante.

4.10.1 GEOMETRÍA TRANSVERSAL

El diseñador deberá escoger el tipo de terraplén (vertical o trapezoidal) que sea más conveniente a las necesidades del proyecto. A diferencia de otros materiales de relleno ligero y relleno granular, el geobloque EPS es un material sólido con resistencia interna, y debido a eso cada bloque es estable e incluso el colectivo de bloques son auto-estables aun cuando estos se encuentran apilados verticalmente. Consecuentemente otro beneficio del geobloque EPS comparado con otro tipo de rellenos ligeros y rellenos tradicionales es que se puede usar para terraplenes de sección vertical.

4.10.2 GEOMETRÍA LONGITUDINAL

Dos aspectos de la geometría del terraplén en la dirección longitudinal (paralela a la alineación de la carretera) necesitan ser consideradas en el diseño que incluye la orientación de los geobloques EPS y la zona de transición entre la sección de geobloques y la que no contiene geobloques.

La superficie superior de los geobloques EPS deberán siempre ser paralelos con la superficie de pavimento para facilitar la construcción y su rendimiento. Así, cuando se requiera un cambio de elevación a lo largo del alineamiento de la carretera se realiza un acomodo y nivelación del suelo de fundación antes de la ubicación de los geobloques EPS. Además la superficie superior de los geobloques EPS vista en su sección transversal deberá ser siempre horizontal y si se desea algún tipo de variación de sección, esta debe realizarse al sistema de pavimento.

4.10.3 COBERTORES PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES

Para este tipo de disposición geométrica usualmente se usa una fina capa de suelo ubicado directamente sobre los filos escalonados de geobloques EPS. Para controlar la erosión de esta capa de suelo se brinda vegetación. El ángulo del talud del terraplén trapezoidal se determina mediante el ángulo de reposo natural del suelo que se usara para la protección del geobloque EPS, usualmente se usa una pendiente 1V:2H, o 26,6 grados que es similar a los 25 grados que se recomiendan en el manual PIARC (Asociación Mundial de la Carretera). Sin embargo taludes más pronunciados son posibles si se usan materiales geosintéticos como geotextiles, geomallas, etc.

El espesor del suelo de recubrimiento es un punto importante tanto en incremento de costos como en el adicionamiento de peso al suelo de fundación. Basado en el rango

de espesor mínimo en los proyectos ejecutados se tiene de 300 a 500mm, así que se puede asumir un espesor promedio de 400mm con un peso unitario de 18.8kN/m³ (0,19kg/m³) para propósitos de diseño preliminar.

4.11 ASENTAMIENTO DEL TERRAPLÉN

El asentamiento es la cantidad de deformación vertical que puede ocurrir por un inmediato reacomodo de partículas de la masa de relleno o del suelo de fundación, consolidación primaria, consolidación secundaria del suelo de fundación, además del efecto creep a largo plazo de la masa de relleno.

El asentamiento causado por la deformación lateral del suelo de fundación en los bordes del terraplén no es considerado debido a que presenta medidas relativamente pequeñas frente a la deformación general ocasionada por los cinco mecanismos de deformación mencionados anteriormente siempre y cuando el factor de seguridad contra la inestabilidad externa durante la construcción se mantenga mayor a 1.4. Si el factor de seguridad es mayor a 1.4 el asentamiento causado por deformaciones laterales no supera ni el 10% del asentamiento primario. El diseño recomienda un factor de seguridad contra la falla a la capacidad de carga y la inestabilidad de talud mayor a 1.5. Sin embargo las deformaciones causadas por el fenómeno de creep deben ser consideradas si el terraplén está ubicado en las cercanías de servicios públicos subterráneos.

El asentamiento total del terraplén con el sistema de relleno liviano geobloque EPS, considera cinco componentes que son:

$$S_{\text{total}} = S_{\text{if}} + S_i + S_p + S_s + S_{\text{cf}}$$

eq. 4.11.0

Sif: Asentamiento inmediato de la masa de relleno,

Si: Asentamiento inmediato del suelo de fundación,

Sp: Fin de la consolidación primaria del suelo de fundación,

Ss: Consolidación primaria del suelo de fundación,

Scf: Deformación vertical a largo plazo (creep) de la masa de relleno

El asentamiento tanto de la masa de relleno como el del suelo de fundación ocurre durante la etapa de construcción y no crea un impacto en la condición final del sistema de pavimento. Es por eso que los asentamientos inmediatos no se incluyen generalmente en el análisis de asentamientos, lo que más influye es la consolidación primaria y secundaria del suelo de fundación y el efecto creep de la masa de relleno.

4.11.1 ASENTAMIENTO AL TERMINO DE LA CONSOLIDACION PRIMARIA (EOP)

Los asentamientos EOP ocurren durante un tiempo requerido para que la presión de poro del suelo expulse el agua y la disipe por un incremento de esfuerzo efectivo. La ecuación 4.11.1.1, puede ser usada para estimar la consolidación EOP del suelo de fundación:

$$S_p = \frac{C_r}{1 + e_o} L_o \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + \frac{C_c}{1 + e_o} L_o \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \quad \text{eq. 4.11.1.1}$$

Donde

- Sp = Asentamiento resultante de la consolidación unidimensional EOP,
- Cr = Índice de recompresión,
- σ'p = Presión de preconsolidación,
- σ'vo = Esfuerzo vertical efectivo en sitio, presión de sobrecarga efectiva,
- eo = relación de vacíos bajo presión de sobrecarga σ'vo,
- Cc = Índice de compresión,
- Lo = Espesor preliminar de la capa compresible con la relación de vacíos eo,
- σ'vf = Esfuerzo vertical efectivo final = σ'vo + Δσ'Z ,
- Δσ'Z = Cambio en el esfuerzo vertical efectivo.

Los suelos que no han sido sometidos a tensiones verticales efectivas superiores a la actual presión de sobrecarga efectiva se consideran como suelos normalmente consolidados y tienen un valor de σ'p / σ'vo de uno.

Para el suelo de fundación normalmente consolidado, la ecuación 4.11.1.1, se puede simplificar, así en la ecuación 4.11.1.2:

$$S_p = \frac{C_c}{1 + e_o} L_o \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \quad \text{eq. 4.11.1.2}$$

Si el asentamiento estimado del terraplén de geobloque EPS propuesto excede el asentamiento permisible, puede realizarse un tratamiento de sobre excavación del suelo blando y ubicar geobloques EPS dentro de la sobre excavación, disminuyendo así el esfuerzo vertical efectivo. Notar que el valor Lo usado en la ecuación 4.11.1.2 es un espesor preliminar. Si se realiza una sobre excavación, el Lo será el espesor de la base del suelo blando antes de la sobre excavación. Si el suelo de fundación es sobre consolidado, es decir que σ'p / σ'v > 1, pero el esfuerzo vertical efectivo final es menor o igual que la presión de pre consolidación σ'vf ≤ σ'p, la ecuación 4.11.1.2 puede ser simplificada así en la ecuación 4.11.1.3:

$$S_p = \frac{C_r}{1+e_o} L_o \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}$$

eq. 4.11.1.3

Los datos de C_r , C_c y σ'_p son determinados en pruebas de laboratorio que se anexarán más adelante. Sin embargo existen correlaciones empíricas de donde se pueden estimar los parámetros para el análisis de asentamiento EOP (correlaciones empíricas entre C_c y el contenido de agua en sitio).

Las ecuaciones de correlaciones son las siguientes:

$$C_c = 1.15(e_o - 0.35) \quad \text{eq. 4.11.1.4}$$

$$C_c = 0.009(LL-10) \quad \text{eq. 4.11.1.5}$$

Donde LL= límite líquido del suelo

La ecuación 4.11.1.4 es aplicable para todas las arcillas, mientras que la ecuación 4.11.1.5 es aplicable a arcillas de baja a mediana sensibilidad, sensibilidad menor que 4 (la sensibilidad se expresa como la relación entre la resistencia a la compresión simple de la arcilla inalterada, dividido por la resistencia a la compresión simple de la arcilla amasada). La mayoría de valores de C_r/C_c están en el rango de 0.02 a 0.2, perteneciendo a los valores bajos a arcillas de buena estructura, consolidada y depósitos de limos mientras que los valores altos corresponden a limos micáceos, arcillas fisuradas y esquistos. Una gran aproximación media a estos valores es 0.1 para C_r/C_c , es por eso que suele estimarse C_r multiplicando el valor de C_c por 0.1.

4.11.2 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACION SECUNDARIA

La consolidación secundaria del suelo de fundación es la cantidad de compresión del suelo que ocurre luego de la disipación del exceso de agua por la presión de poros inducido por el incremento en el esfuerzo efectivo. La consolidación secundaria ocurre debajo del esfuerzo vertical efectivo final σ'_{vf} , y se la puede estimar con la siguiente ecuación 4.11.2.1:

$$S_s = \frac{[C_\alpha / C_c] \times C_c}{1 + e_o} L_o \log \frac{t}{t_p} \quad \text{eq. 4.11.2.1}$$

Donde S_s = Asentamiento resultante de la consolidación unidimensional secundaria,
 C_α = Índice secundario de compresión,
 e_o = relación de vacíos bajo presión de sobrecarga σ'_{vo} ,
 L_o = Espesor preliminar de la capa compresible con la relación de vacíos e_o ,
 t = tiempo,
 t_p = Duración de la consolidación primaria.

C_α es determinado en pruebas de consolidación de laboratorio. Sin embargo para el análisis preliminar de asentamiento se usan valores de C_α/C_c que se muestran en la tabla 4.11.2.2 para poder determinar el valor C_α . La validez de la relación C_α/C_c ha sido verificada en proyectos reales.

TABLA 4.11.2.2 VALORES DE C_α/C_c PARA SUELOS

Valores confiables de “ t_p ” para capas de suelo que no se componen de capas permeables y turbas pueden tener un intervalo de tiempo de numerosos meses y años. Sin embargo para el uso común de periodo de vida útil, el valor de t/t_p muy rara vez excede de 100 o es menor a 10.

4.11.3 ASENTAMIENTO POR EFECTO CREEP EN LA MASA DE RELLENO A LARGO PLAZO

El esfuerzo a compresión a una deformación del 1%, es decir el esfuerzo límite elástico, corresponde al esfuerzo límite desarrollado por un efecto significativo de Creep. Los esfuerzos Creep en el geobloque EPS deben permanecer debajo de los límites aceptables (0.5% a 1% de la deformación por 50 años). El cálculo de la capacidad de carga recomienda seleccionar un geobloque EPS que proporcione una deformación inmediata menor a 1%. Debido a esto la contribución al asentamiento debido al geobloque EPS es generalmente insignificante, y añadiendo el mismo concepto a que el asentamiento inmediato de la masa de relleno, el asentamiento inmediato del suelo de fundación, son relativamente insignificantes, la ecuación 4.11.0 se reduce a la siguiente expresión:

$$S_{total} = S_p + S_s$$

eq. 4.11.3.1

La deformación inicial o inmediata del geobloque EPS puede ser estimada con la ecuación 4.11.3.1 para determinar si la deformación entra en el rango de 0.5 a 1% lo cual resulta insignificante en los efectos creep:

$$\epsilon_o = \frac{\sigma}{E_{ti}} \quad \text{eq. 4.11.3.2}$$

Donde ϵ_o = Deformación inicial o inmediata del geobloque EPS (formato decimal),
 σ = Esfuerzo aplicado al geobloque EPS,
 E_{ti} = Módulo de Young inicial del geobloque EPS.

Este procedimiento solamente considera la deformación del geobloque EPS a largo plazo. Si se da el caso en que se ubica un relleno de suelo convencional sobre el suelo de fundación, se requiere de la estimación del asentamiento primario y secundario del relleno para poder estimar el asentamiento total de la masa de relleno.

4.12 TOLERANCIAS DE ASENTAMIENTO

La tolerancia en los asentamientos para terraplenes no está establecida en alguna norma o guía de diseño. En los asentamientos que se han dado a lo largo de la historia en la construcción de terraplenes, se consideran tolerables los que están el rango de 0.30 a 0.60m durante el periodo de vida útil de la carretera considerando asentamientos uniformes, que el asentamiento se dé en un periodo de tiempo largo y que no ocurra cerca a una cimentación con pilotes. Si el asentamiento luego de la construcción ocurre en un largo intervalo de tiempo, cualquier daño de pavimento que pueda ser causado podrá ser reparado sin problemas. Aunque los pavimentos rígidos han presentado un excelente desempeño luego de asentamientos uniformes de 0.3 a 0.6m, los pavimentos flexibles son seleccionados usualmente cuando existe posibilidad de la uniformidad del asentamiento y algunos proyectos han escogido al pavimento flexible para cuando existen predicciones de asentamientos que exceden los 150mm.

Como información de los asentamientos de terraplenes se recomienda las siguientes referencias:

La transición entre geobloques EPS y el suelo del terraplén debe ser gradual para minimizar el asentamiento diferencial. Sin embargo un mínimo de dos capas de geobloques EPS es recomendado para minimizar el efecto de las cargas de tráfico. El

arreglo geométrico final deberá ser considerado para cada proyecto específico, aun así la zona de transición no deberá sobrepasar la pendiente 1:200. Un asentamiento diferencial permisible es de 10cm, sin embargo la distancia sobre la cual se vasa este valor no se ha especificado aun en ningún manual.

4.13 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA CÁLCULOS DE ASENTAMIENTOS

Como se puede observar en la ecuación del asentamiento del terraplén en la sección 4.11, los mayores contribuyentes para el asentamiento del terraplén son la consolidación primaria y secundaria del suelo de fundación. De esto dos mecanismos, el componente más crítico es el de consolidación primaria, el cual ocurre del incremento de esfuerzo vertical efectivo en el suelo de fundación. Es por eso que la confiabilidad de lo estimado en el asentamiento primario requiere del conocimiento de la distribución de esfuerzos dentro del terraplén y del suelo de fundación. Aunque la solución para la determinación del esfuerzo vertical bajo terraplenes ha sido desarrollada, esta solución es para terraplenes con relleno de suelo convencional y está basada en la adopción de un solo tipo de suelo y su respectivo peso unitario. En el caso del terraplén con relleno de geobloque EPS, este consiste en el suelo lateral del terraplén, el relleno de geobloques EPS, y en el sistema de pavimento encima del relleno, además que en algunos casos existe una capa de relleno con suelo convencional entre el suelo de fundación y los geobloques EPS por propósitos de ahorro económico. Es por eso que se considera que el terraplén con relleno de geobloque EPS tienen más de un tipo de material, esto quiere decir una variedad de pesos unitarios.

El suelo lateral que cubre al terraplén puede asumirse de un espesor de 400mm como se menciona anteriormente, con un peso unitario de 18.8kN/m³ (0.19kg/m³), esto nos da como resultado un esfuerzo de 7.7kPa. No existe una tabla o guía única para el peso unitario de los paneles de recubrimiento (terraplenes verticales) que generalmente son prefabricados, así que este dato puede obtenerse con la información del proveedor. El efecto de las cargas vehiculares son relativamente insignificantes comparadas con la carga muerta del sistema de pavimento y es debido a eso que es ignorada en los cálculos generales de asentamiento. Sin embargo ocasionalmente pueden ser consideradas las cargas vehiculares cuando se trata de un terraplén de poca altura y con un alto volumen de tráfico.

Las zonas críticas para el cálculo de asentamientos a lo largo del terraplén considerando la sección transversal son la parte central y los bordes. En estas 2 zonas se producen los más grandes y los mínimos asentamiento respectivamente, y consecuentemente producen los mayores asentamientos diferenciales. Para mayor facilidad de análisis se ha dividido al terraplén en tres zonas como muestra la siguiente figura 4.13.0

Figura 4.13.0 ZONAS DEL TERRAPLÉN DE GEOBLOQUE EPS PARA EL ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS.

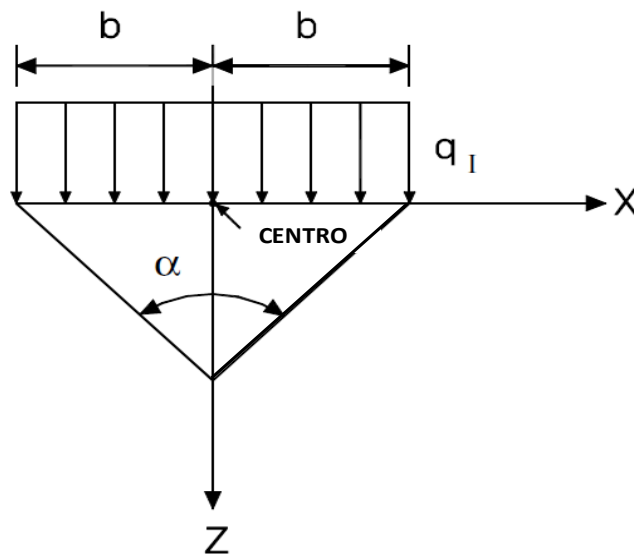
4.13.1 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL CENTRO DEL TERRAPLÉN

Para estimar el incremento del esfuerzo vertical en la línea centro del terraplén de geobloques EPS, el efecto del esfuerzo aplicado en las zonas I, II y III en la figura 4.13.0, debe ser evaluado en la línea centro del terraplén.

La ley de superposición permite que el incremento en el esfuerzo vertical para la zona II sea considerado y luego multiplicado por 2 para estimar el incremento en el esfuerzo vertical causado por las zonas II y III. El incremento de esfuerzo vertical causado por la zona I es adicionada al incremento del esfuerzo vertical causada en la zona II y III para obtener el incremento en el esfuerzo causado por el terraplén (completo). El incremento del esfuerzo vertical causado por la zona I es estimada con la ecuación 4.13.1.1 y 4.13.1.2:

$$\Delta\sigma_{Z_1} = \frac{q_I}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) \quad \text{donde } \alpha \text{ está en radianes} \quad \text{eq. 4.13.1.1}$$

$$\alpha = 2 * \arctan\left(\frac{b}{Z}\right) \quad \text{donde } \alpha \text{ se calcula en radianes} \quad \text{eq. 4.13.1.2}$$



Donde:

$$q_l = q_{fill} + q_{pavement} \text{ (eq. 4.13.1.3)}$$

$$q_{fill} = \gamma_{EPS} * TEPS, \text{ (4.13.1.4)}$$

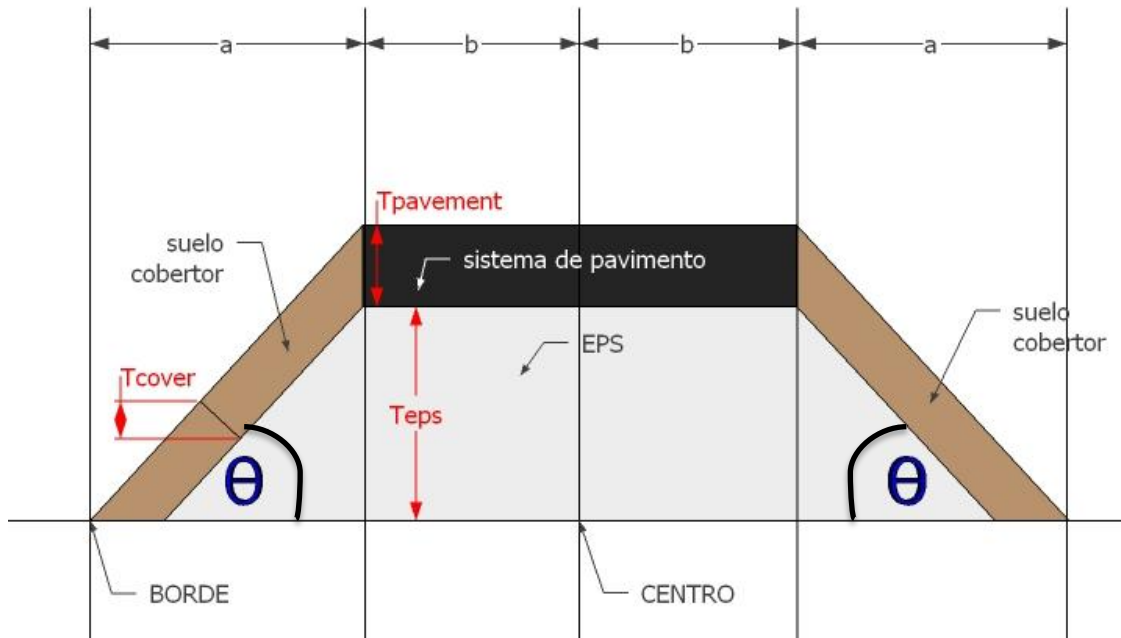
$$q_{pavement} = \gamma_{pavement} * T_{pavement}, \text{ (4.13.1.5)}$$

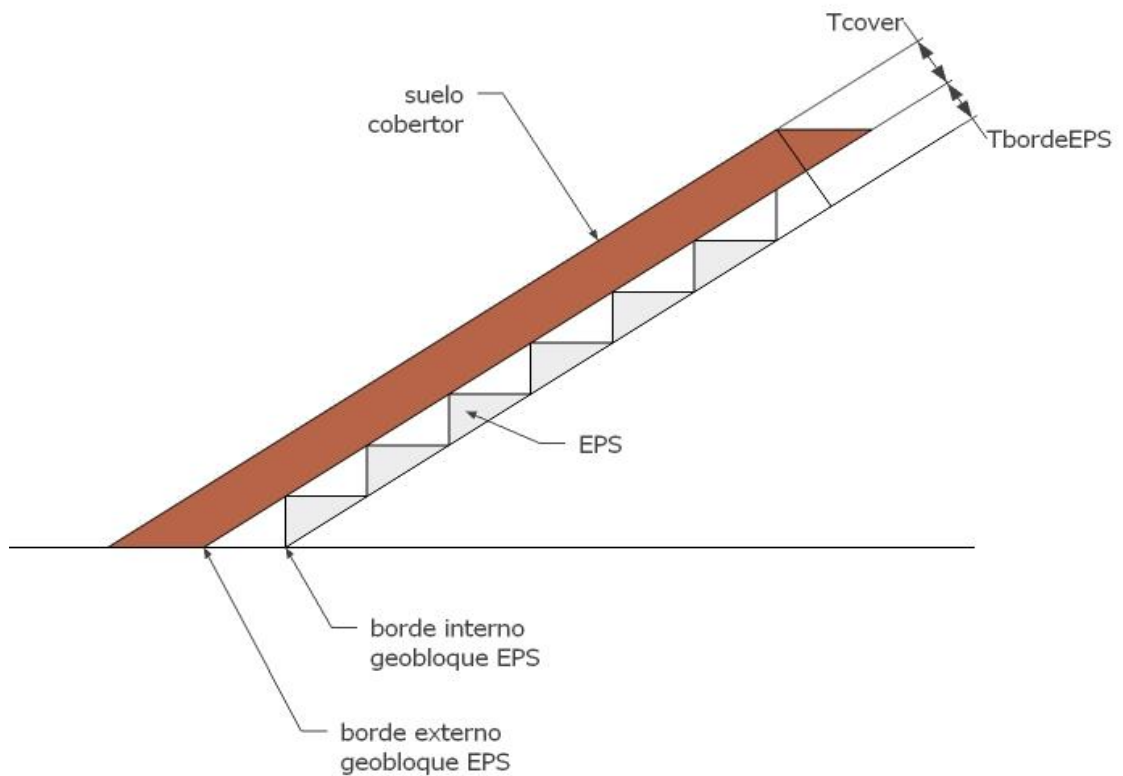
$T_{pavement}$ = Espesor del sistema de pavimento en metros,

$TEPS$ = Máximo espesor de EPS en el terraplén en metros,

γ_{EPS} = Peso unitario del geobloque EPS en kN/m³,

$\gamma_{pavement}$ = Peso unitario del sistema de pavimento en kN/m³.





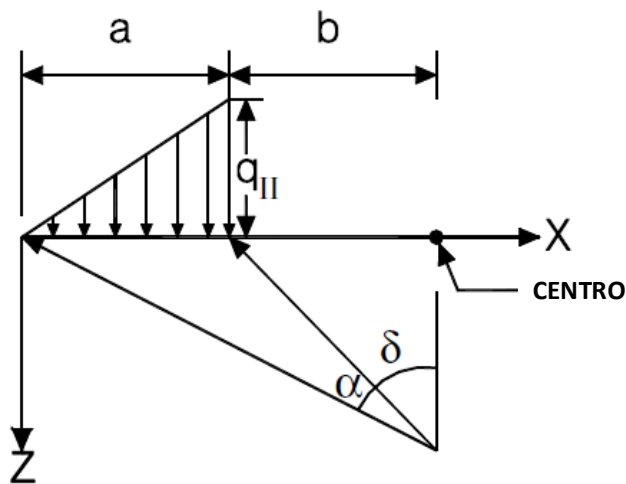
Si se incluyen otros materiales al terraplén debajo del relleno geobloque EPS, estos deben incluir su peso unitario multiplicado por su espesor en la fórmula del cálculo del q_I (Ecuación 4.13.1.3).

El incremento de los esfuerzos causados por la zona II y III, es decir en la parte triangular del terraplén se estima de la siguiente manera:

$$\Delta\sigma_{z_{II}} = \frac{q_{II}}{2\pi} \left[\frac{x}{0.5*a} \alpha - \sin 2\delta \right] \quad \text{donde } \alpha, \delta \text{ se calcula en radianes 4.13.1.6}$$

$$\delta = \arctan\left(\frac{b}{Z}\right) \quad \text{donde } \delta \text{ se calcula en radianes 4.13.1.7}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{a+b}{Z}\right) - \delta \quad \text{donde } \alpha, \delta \text{ se calculadan en radianes 4.13.1.8}$$



La recarga inducida en el centro del terraplén por las cargas triangulares de la zona II y III, es estimada en la “junta” de la zona II debido a la ley de superposición y por simetría del terraplén se realiza el cálculo de uno de sus lados únicamente:

$$q_{II} = q_{fill} + q_{cover} \quad (\text{eq. 4.13.1.9})$$

Donde q_{fill} está dada en la ecuación (eq. 4.13.1.4),

$$q_{cover} = \gamma_{cover} * \frac{T_{cover}}{\cos\theta} \quad \text{eq. 4.13.1.9.1}$$

γ_{cover} = Peso unitario del suelo cobertor en kN/m³,

T_{cover} = Espesor del suelo cobertor sobre el geobloque EPS (m)

θ = Ángulo del talud del terraplén con la horizontal en grados.

En un ejemplo si se tiene 0.6m de espesor de un suelo cobertor con un peso unitario de 18.8kN/m³ con una pendiente 1V:4H ($\theta = 14^\circ$), el espesor vertical del suelo cobertor es $T_{cover}/\cos\theta$ lo cual da como resultado 0.62m de espesor, y con ese valor se calcula el q_{COVER} (esfuerzo por el suelo cobertor) que da igual 11,7 kPa. De igual maneja si se incluyen otros materiales en las zonas II y III debajo de los geobloques EPS, estos materiales deben ser incluidos en la estimación del q_{II} , multiplicando el peso unitario por el espesor del material.

Entonces, el total del incremento del esfuerzo en el centro del terraplén trapezoidal es dado por la siguiente ecuación, 4.13.1.10:

$$\Delta\sigma_{Z_{@center}} = \Delta\sigma_{Z_I} + (2 * \Delta\sigma_{Z_{II}}) \quad \text{eq. 4.13.1.10}$$

Donde “@center” se refiere a cada centro de cada estrato, y $\Delta\sigma_{Z_{II}}$ es multiplicada por 2 para tomar en cuenta el incremento del esfuerzo dado por la zona III (terraplén simétrico). El incremento total del esfuerzo vertical en el centro de un terraplén vertical es únicamente contribución de la zona I, debido a la inexistencia de las zonas II y III, con una ecuación simplificada de la siguiente manera, ecuación 4.13.1.11:

$$\Delta\sigma_{Z_{@center}} = \Delta\sigma_{Z_I} \quad \text{eq. 4.13.1.11}$$

El espesor del suelo cobertor es definido desde el borde externo del geobloque EPS. El peso de la parte entre el borde externo e interno del geobloque EPS se puede calcular con la ecuación 4.13.1.9.1, el espesor efectivo del suelo T'_{cover} puede ser determinado usando la ecuación 4.13.1.9.1, solamente reemplazando T_{cover} por T'_{cover} . La recarga inducida por el suelo situado entre bordes de los pes2 depende

del espesor del geobloque EPS y de la inclinación del terraplén. Además notar que el suelo cobertor entre bloques solamente ocupa la mitad de la sección del área del borde sobrante del geobloque EPS, es por eso que el espesor que el espesor efectivo total se puede estimar con la siguiente ecuación, 4.13.1.12:

$$T'_{cover} = T_{cover} + (0,5 * T_{bordeEPS}) \quad \text{eq. 4.13.1.12}$$

Así, para un terraplén con inclinaciones de rango 1V:2H a 1V:4H con un espesor de geobloque EPS de 760mm, el espesor adicional a este sería de 340mm, donde $T'_{COVER} = 760\text{mm} + 340\text{mm}$.

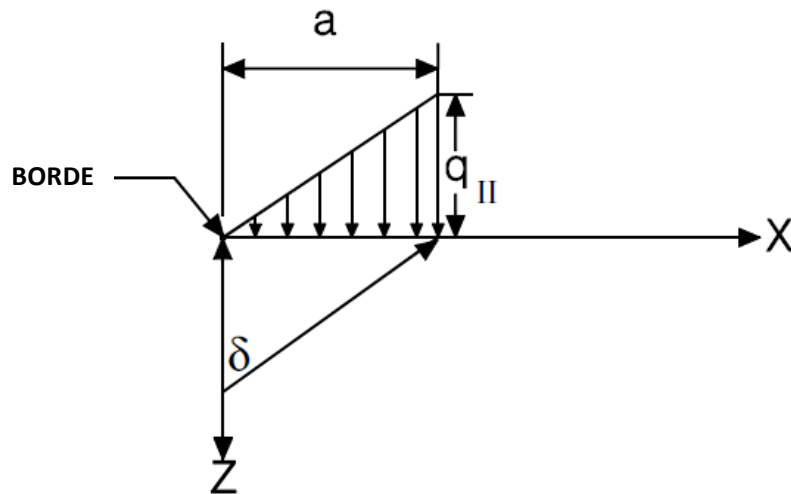
4.13.2 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL BORDE DEL TERRAPLÉN

El incremento del esfuerzo vertical en los bordes del terraplén es complejo debido a que el terraplén no es simétrico para propósitos de distribución de esfuerzos. Es por eso que el esfuerzo en las tres zonas serán analizadas independientemente. El incremento de esfuerzo en e borde del terraplén causado en la zona II puede ser estimado con las ecuaciones 4.13.2.1 y 4.13.2.2:

$$\Delta\sigma_{z_{II}} = \frac{q_{II}}{2\pi} (\sin 2\delta) \quad \text{donde } \delta \text{ es calculada en radianes, eq. 4.13.2.1}$$

$$\delta = \arctan\left(\frac{a}{Z}\right) \quad \text{donde } \delta \text{ se calcula en radianes, eq. 4.13.2.2}$$

La variable q_{II} está definida en la ecuación 4.13.1.9 y las demás variables se muestran en la siguiente figura:



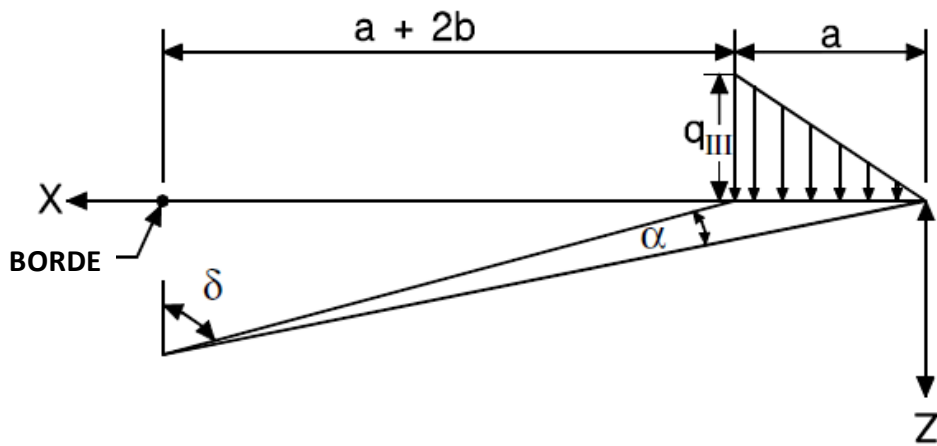
Para determinar el esfuerzo producido en la zona III, la cual es la contraria a la zona II se puede estimar con las siguientes ecuaciones 4.13.2.3, 4.13.2.4, 4.13.2.5.

$$\Delta\sigma_{Z_{III}} = \frac{q_{III}}{2\pi} \left[\frac{x}{0.5 * a} \alpha - \sin 2\delta \right] \quad \text{donde } \alpha, \delta \text{ se calcula en radianes (4.13.2.3),}$$

$$\delta = \arctan\left(\frac{a + 2b}{Z}\right) \quad \text{donde } \delta \text{ se calcula en radianes (4.13.2.4),}$$

$$\arctan\left(\frac{2a + 2b}{Z}\right) - \delta \quad \text{donde } \alpha, \delta \text{ se calculan en radianes (4.13.2.5)}$$

La ecuación para estimar el valor de q_{III} es igual a la de q_{II} en la ecuación 4.13.1.9.

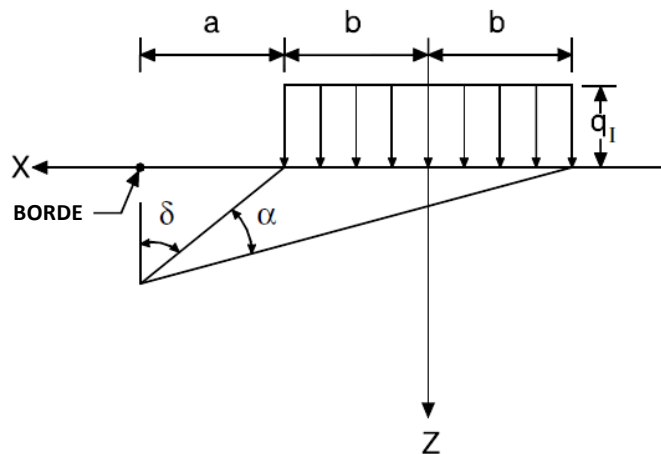


El esfuerzo vertical en la zona central tomado desde el borde de la zona II es estimado de la siguiente manera, ecuaciones 4.13.2.6, 4.13.2.7, 4.13.2.8:

$$\Delta\sigma_{Z_I} = \frac{q_{II}}{\pi} [\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad \text{donde } \alpha, \delta \text{ se calcula en radianes (4.13.2.6),}$$

$$\delta = \arctan\left(\frac{a}{Z}\right) \quad \text{donde } \delta \text{ se calcula en radianes (4.13.2.7),}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{a+2b}{Z}\right) - \delta \quad \text{donde } \alpha, \delta \text{ se calculan en radianes (4.13.2.8).}$$



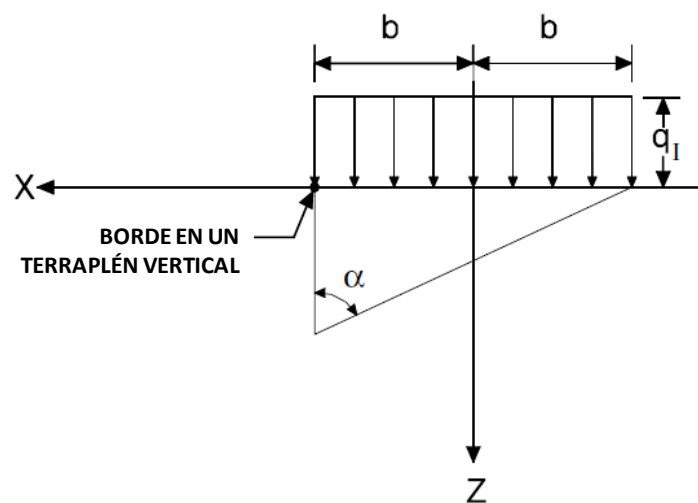
En resumen el incremento total del esfuerzo en un terraplén trapezoidal es estimado por la siguiente ecuación, 4.13.2.9:

$$\Delta\sigma_{Z@edge} = \Delta\sigma_{Z_I} + \Delta\sigma_{Z_{II}} + \Delta\sigma_{Z_{III}} \cdot \quad \text{eq. 4.13.2.9}$$

Donde “@edge” se refiere al esfuerzo en cada sub-capas del borde analizado.

Debido a que para el esfuerzo en la zona II y III del terraplén el ángulo δ es igual a cero entonces la ecuación queda de la siguiente forma, ecuación 4.13.2.10:

$$\Delta\sigma_{Z@edge} = \Delta\sigma_{Z_I} \quad \text{eq. 4.13.2.10}$$



Si los esfuerzos por cargas vehiculares (tráfico) son considerados, el procedimiento para la distribución de esfuerzos a través de la masa de relleno, se describirá en el capítulo de análisis de estabilidad interna del terraplén.

4.13.3 PASOS PARA EL CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.

1. Dividir el estrato de suelo blando en al menos 2 sub-capas, dependiendo del espesor de la capa blanda. Por ejemplo si el espesor del suelo blando es de 3m, puede ser sub dividido en 3 sub-capas, de 1 m de espesor.
2. Determinar el esfuerzo efectivo geostático en la mitad de cada sub-capa. Para una capa de arcilla normalmente consolidada, este esfuerzo efectivo σ'_{vo} es igual a la presión de pre consolidación σ'_p .
3. Determinar el esfuerzo efectivo final σ'_{vf} , en la mitad de cada sub-capa, la cual incluye el cambio en el esfuerzo efectivo $\Delta\sigma'Z$. las ecuaciones 4.13.2.9 y 4.13.2.10, proporcionan $\Delta\sigma'Z$ en el centro del terraplén respectivamente.

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'Z \quad \text{eq.4.13.3.1}$$

4. Calcular el asentamiento por consolidación primaria del estrato de suelo blando con la sumatoria del asentamiento primario de cada sub-capa con las ecuaciones 4.11.1.1, 4.11.1.2 y 4.11.1.3.
5. Calcular el asentamiento por consolidación primaria del estrato de suelo blando con la sumatoria del asentamiento primario de cada sub-capa.

$$Sp = \sum_{i=1}^n Spi \quad \text{eq.4.13.3.2}$$

6. Determinar el asentamiento añadiendo el valor Ss 4.11.2.1 al valor Sp de la ecuación 4.13.3.2.

4.13.4 PROCEDIMIENTOS PARA REMEDIAR ASENTAMIENTOS EXCESIVOS

Si el asentamiento total estimado del terraplén propuesto es excesivo, el ingeniero geotécnico puede considerar reducir la carga del terraplén reemplazando algún suelo de relleno que se aplique entre el relleno de geobloque EPS y el suelo de fundación, o una porción de suelo de fundación con geobloques EPS. La altura de remplazo o la profundidad de excavación está basada en la disminución requerida del esfuerzo efectivo que permitan asentamientos tolerables. Si no es posible la remoción del suelo de fundación y reemplazar con geobloques EPS, puede incluirse un mejoramiento de suelo en conjunto con el sistema de geobloque EPS.

Como se indica anteriormente, resulta muy beneficioso excavar una porción de suelo blando de fundación y colocar geobloques EPS para limitar el esfuerzo efectivo final σ'_{vf} a una magnitud tolerable.

Si el suelo de fundación es parcialmente excavado, la excavación deberá ser ampliada desde el dedo del terraplén, así los taludes de la excavación permanecen estables durante la construcción. Generalmente la sobre excavación debe ser ampliada con una pendiente mínima de 1V:1H medida desde el fondo de la excavación hasta el pie del terraplén.

Algunos puntos deben ser considerados si se realiza una excavación parcial. Primero, una deshidratación temporal y/o una adecuada sobrecarga pueden requerirse encima de los geobloques EPS durante la construcción para minimizar la flotación debido a un incremento del nivel freático o acumulación de escurrimiento superficial en la excavación. Segundo, una excavación parcial en el suelo de fundación puede no ser deseable si una capa desecada de suelo está presente en la superficie del suelo de

fundación, porque la capa desecada puede contribuir a la capacidad de carga del suelo de fundación y puede disminuir la magnitud de asentamiento del terraplén.

4.14 CAPACIDAD DE CARGA EXTERNA DEL TERRAPLÉN

Esta sección presenta una evaluación de la capacidad de carga como una potencial falla de un terraplén con el sistema de geobloque EPS. La falla por capacidad de carga sucede si un esfuerzo excede a la capacidad de carga del suelo de fundación, en este capítulo solo se considerará el estudio de la falla con respecto al suelo de fundación, en el capítulo de estabilidad interna del terraplén se evaluará la falla con respecto a la capacidad de carga del geobloque EPS. Si ocurre una falla por capacidad de carga, el terraplén puede sufrir asentamientos excesivos y afectar propiedades o estructuras adyacentes.

La expresión general para la capacidad de carga última del suelo q_{ult} es definida por la ecuación 4.14.1:

$$q_{ult} = cN_c + \gamma D_f N_q + \gamma B_w N_\gamma \quad eq. 4.14.1$$

Donde c = coeficiente Mohr-Coulomb de fuerza cortante basado en la cohesión, kN/m²,
 N_c, N_γ, N_q = Factores de capacidad de resistencia cortante (Terzaghi),
 γ = Peso unitario del suelo, kN/m³,
 B_w = Ancho inferior del terraplén en metros,
 D_f = Profundidad del empotramiento en metros.

En la mayoría de terraplenes con el sistema de geobloques EPS se asientan en suelos blandos o suelos cohesivos saturados, debido a que el relleno tradicional no puede ser usado en situaciones sin un previo tratamiento. Reducir el suelo de cimentación en suelos blandos y cohesivos saturados permite que la ecuación 4.14.1 se simplifique. El parámetro Mohr-Coloum denominado ángulo de fricción interno ϕ es

igual a cero y el coeficiente de cohesión “c” es igual a la resistencia al corte (S_u), para un suelo blando, cohesivo probado bajo condiciones de compresión triaxial sin drenar. La resistencia al corte S_u , del suelo cohesivo es definido como el promedio S_u entre el la base del terraplén y la profundidad debajo de la base del terraplén que es equivalente al ancho del terraplén, B_w . Este procedimiento es válido si su resistencia al corte S_u es bastante uniforme a lo largo de su profundidad. Debido a que el $\phi = 0$, $N_\gamma = 0$ y $N_q = 1$, la ecuación 4.7.1 se reduce a la ecuación 4.14.2:

$$q_{ult} = \gamma D_f + S_u N_c \quad \text{eq. 4.14.2)}$$

El terraplén de geobloque EPS usualmente es asentado en la superficie del suelo, esto quiere decir que su D_f (profundidad de empotramiento) es igual a cero reduciendo a la ecuación a la siguiente expresión 4.14.3):

$$q_{ult} = S_u N_c \quad \text{eq. 4.14.3)}$$

El valor N_c se obtiene de la ecuación 4.14.4):

$$N_c = 5 \left(1 + 0.2 \frac{B_w}{L} \right) \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B_w} \right) \quad \text{eq. 4.14.4}$$

donde L = Longitud del terraplén en metros,

y como $D_f = 0$, la ecuación se simplifica a la expresión 4.14.5):

$$N_c = 5 \left(1 + 0.2 \frac{B_w}{L} \right) \quad \text{eq. 4.14.5}$$

Para propósitos de diseño, el terraplén de geobloque EPS es asumido con un área de apoyo continuo longitudinalmente, y por eso asumir una distancia L que haga que la expresión Bw/L en la ecuación 4.14.5 tienda a 0, haciendo que el valor N_c se reduzca a 5.

El típico diseño de cimentación requiere un factor de seguridad FS de 3, contra la falla de capacidad de carga, y este mismo coeficiente es usado en este diseño para terraplén de geobloque EPS. Aplicando el FS de 3 la presión de suelo permitida q_a es dada por 4.14.6):

$$q_a = \frac{s_u * 5}{3} \quad \text{eq. 4.14.6}$$

$$D_o \text{ su} = 0.5 * q_u$$

q_u = Resistencia a la compresión no confinada sin escurrir, kPa.

Despejando de la ecuación 4.14.6, tenemos S_u :

$$S_u = \frac{3 * \sigma_{n@0m}}{5} \quad \text{eq. 4.14.6.1}$$

Do $\sigma_{n@0m}$ = Esfuerzo normal aplicado por el terraplén en la superficie del suelo a una profundidad $D_f=0m$,
 $\sigma_{n@0m} = \sigma_{n, \text{pavement}@0m} + \sigma_{n, \text{traffic}@0m} + \sigma_{n, \text{geof foam}@0m}$, kPa(4.14.6.2)

$\sigma_{n, \text{pavement}@0m}$ = Esfuerzo normal aplicado por el pavimento en la superficie del suelo a una profundidad $D_f=0m$, kPa,

$\sigma_{n, \text{traffic}@0m}$ = Esfuerzo normal aplicado por cargas vehiculares en la superficie del suelo a una profundidad $D_f=0m$, kPa,

$\sigma_{n, \text{geof foam}@0m}$ = Esfuerzo normal aplicado por el peso del geobloque EPS en la superficie del suelo a una profundidad $D_f=0m$, kPa

$$\sigma_{n, \text{geof foam}@0m} = \gamma_{\text{EPS}} * T_{\text{EPS}}, \quad (4.14.6.3)$$

γ_{EPS} = Peso unitario del geobloque EPS, kN/m^3 ,

T_{EPS} = thickness or total height of the EPS-block geof foam, m.

4.15 TEORÍA DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS

En la siguiente sección se detalla como los valores σ_{vm} son calculados para el proceso de diseño. Para evaluar el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga externa a través de la capa de suelo blando, cohesivo saturado, el esfuerzo normal aplicado por el sistema de pavimento, las cargas de tráfico, y el terraplén deben ser evaluados en la superficie del suelo y no en la parte superior del terraplén. Esto requiere una teoría de distribución que transfiera el esfuerzo del tráfico y del pavimento de la parte superior del terraplén al fondo del mismo. Esta distribución de esfuerzo se diferencia del análisis de distribución de esfuerzos presentado para el asentamiento primario porque estima la cantidad de esfuerzo disipado por el geobloque EPS determinando el incremento en el esfuerzo vertical en la parte superior del suelo de fundación debido al terraplén supra yacente. La distribución de esfuerzo para el análisis del asentamiento por consolidación primaria es usada para evaluar el incremento del esfuerzo en el suelo de fundación debido al peso del terraplén asumiendo que las cargas del terraplén están ubicadas directamente en la superficie del suelo de fundación y no en la parte superior del terraplén. Este análisis es más conservativo, incrementando el esfuerzo vertical en el suelo de fundación y con ello asentamientos primarios mayores.

La transferencia de esfuerzos del pavimento y tráfico desde la parte superior del terraplén a la parte superior del suelo de fundación es estimada usando el método de distribución de esfuerzos 1H:2V como se muestra en la ecuación 4.15.0):

$$\sigma_{n, \text{pavement}@0m} + \sigma_{n, \text{traffic}@0m} = \frac{(\sigma_{n, \text{pavement}} + \sigma_{n, \text{traffic}}) * T_W}{(T_W + T_{EPS})} \quad 4.15.0$$

Do $\sigma_{n, \text{pavement}}$ = Esfuerzo normal aplicado por el pavimento en la parte superior del terraplén, kPa,

$\sigma_{n, \text{traffic}}$ = Esfuerzo normal aplicado por el tráfico en la parte superior del terraplén, kPa,

T_W = Ancho superior del terraplén, metros.

El método de distribución de esfuerzos 2V:1H fue usado en un estudio de terraplenes en Noruega, el cual fue analizado durante el estudio, mostrando que el esfuerzo en la base del terraplén corresponde a un patrón de distribución de esfuerzos 2H:1V.

La teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq para la carga de terraplenes es usada para transferir el esfuerzo aplicado por el geobloque EPS a la parte superior del suelo de fundación. La teoría de Boussinesq revela que el esfuerzo normal en la superficie del suelo (0m) debido masa de relleno de geobloque EPS, $\sigma_{nEPS@0m}$, tiene un valor máximo de $0,5(\gamma_{EPS} * T_{EPS})$. Incorporando $\sigma_{nEPS@0m}$ y la ecuación 4.15.0 en la ecuación 4.14.6 da la siguiente expresión 4.15.0.1):

$$\sigma_{n@0m} = \frac{(\sigma_{n, \text{pavement}} + \sigma_{n, \text{traffic}}) * T_W}{(T_W + T_{EPS})} + \frac{(\gamma_{EPS} * T_{EPS})}{2} \quad \text{eq. 4.15.0.1}$$

E incorporando la ecuación 4.15.0.1 en la ecuación 4.14.5), satisfaciendo el factor de seguridad de 3 para la resistencia al corte requerido para un terraplén, tenemos la siguiente ecuación 4.15.0.2:

$$S_u = \frac{3}{5} * \left\{ \left[\frac{(\sigma_{n, \text{pavement}} + \sigma_{n, \text{traffic}}) * T_W}{(T_W + T_{EPS})} \right] + \frac{(\gamma_{EPS} * T_{EPS})}{2} \right\} \quad \text{eq. 4.15.0.2}$$

El rango de espesores de sistemas de pavimento van de 610 – 1500mm, con un espesor más común de 1000mm. A las varias capas que componen el sistema de pavimento se las asume con un peso unitario total de 20kN/m³. Así, el esfuerzo inducido por el sistema de pavimento, $\sigma_{npavement}$, tiene un rango desde 12kPa hasta 30kPa, con un esfuerzo típico de 20kPa, sin embargo para un diseño más conservativo se tomará un valor de 21.5kPa para los cálculos del diseño de capacidad de carga externa.

De acuerdo con lo estipulado en la sección de cargas de TRÁFICO donde se afirma que generalmente para cargas de tráfico vehicular se usa un modelo de 0.67m de 18.9kN/m³, produciendo un esfuerzo por tráfico de 11.5kPa en la parte superior del terraplén. Para dar un valor conservativo por el posible potencial de absorción del geobloque EPS, se asume un peso unitario del geobloque EPS de $\gamma_{EPS}=1\text{kN/m}^3$.

Sustituyendo los valores de diseño de $\sigma_{npavement}$, and $\sigma_{ntraffic}$, y del γ_{EPS} , en la ecuación 4.15.0.2 proporciona la siguiente ecuación que da la resistencia al corte, para satisfacer el factor de seguridad de 3 de un terraplén, ecuación 4.15.0.3):

$$s_u = \frac{3}{5} * \left\{ \left[\frac{(21.5 \text{ kPa} + 11.5 \text{ kPa}) * T_W}{(T_W + T_{EPS})} \right] + \frac{(1 \text{ kN/m}^3) T_{EPS}}{2} \right\} \quad \text{eq. 4.15.0.3}$$

la misma que simplificada queda de la siguiente forma, 4.14.0.4:

$$s_u = \frac{99 T_W}{5 (T_W + T_{EPS})} + 0.3 T_{EPS} \quad \text{eq. 4.15.0.4}$$

Según la ecuación 4.15.0.4 y las varias medidas que pueden tener los espesores de geobloque EPS, en la siguiente gráfica (Gráfica 4.15.0.5), se puede observar que si el

suelo tiene una resistencia al corte mayor a 19.9kPa ($S_u \geq 19.9\text{kPa}$), la capacidad externa de carga no controlará la estabilidad externa del geobloque EPS. Sin embargo, si el valor de S_u es menor que 19.9kPa, el espesor permitido de la capa de geobloque EPS puede ser estimado en la misma gráfica para prevenir la falla por capacidad de carga.

En la gráfica 4.15.0.5 también se aprecia que conforme se aumenta el número de carriles de la carretera y por ende el ancho superior del terraplén, la altura de la capa de geobloque EPS TEPS aumenta para una correspondiente resistencia al corte. El ancho de la carretera en esta gráfica se ha realizado con parámetros de 2 carriles de 3.70m cada uno con dos aceras laterales de 1.8m cada una, para la carretera de 11m, 4 carriles de 3.65m de ancho con dos aceras exteriores de 3m de ancho y dos parterres interiores con 1.2m de ancho para la carretera de 23m, y finalmente la carretera de 34m que consiste en 6 carriles de 3.66m cada uno con 2 aceras exteriores y dos parterres interiores de 3m cada uno.

Gráfica 4.15.0.5 GRÁFICA DE DISEÑO PARA OBTENER EL ESPESOR MÍNIMO O LA ALTURA DE LA CAPA DE GEOBLOQUE EPS, (TEPS), CON UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 3 CONTRA FALLAS DE CAPACIDAD PORTANTE EXTERNA DE UN TERRAPLÉN CON EL SISTEMA GEOBLOQUE EPS.

El uso de relleno liviano de geobloques EPS beneficia a la capacidad de carga externa de un terraplén asentado en un suelo blando arcillas o en otro tipo de suelos débiles en dos aspectos fundamentales:

1. La capa de geobloque EPS transmite un esfuerzo mucho menor que el relleno tradicional al suelo de fundación (débil).
2. La altura de la capa de geobloque EPS en el terraplén disminuye el esfuerzo normal aplicado en el suelo de fundación debido a que los esfuerzos proporcionados por el sistema de pavimento y de tráfico se disipan a lo largo de su altura gracias a su excelente distribución de esfuerzos.

Como conclusión se puede decir que entre mayor sea el espesor del geobloque EPS o mayor sea la altura del relleno con geobloque EPS, menor esfuerzo será transmitido a la base del terraplén, ya sea por cargas de tráfico o del sistema de pavimento. Así mismo, entre mayor esfuerzo se presente en la base del terraplén o menor resistencia al corte presente el suelo de fundación, mas alto deberá ser el relleno de geobloque EPS para cumplir con un $FS= 3$.

Además en la gráfica 4.15.0.5, se muestra que el beneficio del uso de geobloque EPS en un terraplén disminuye cuando el ancho de la carretera (TW) aumenta. Esto debido a que en la expresión 4.15.0.4, se tiene a TW como numerador es decir una modificación directa en el diseño, mientras que el TEPS se encuentra como sumando en un factor del denominador más un 30% de su magnitud en el total del Su.

4.15.1 PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN

Los procedimientos de remediación pueden ser incrementar el factor de seguridad FS contra la falla de la capacidad de carga externa al igual que el procedimiento para reducir la magnitud de asentamientos. Adicionalmente el análisis indica que el incremento en el espesor de la capa de geobloque EPS en la estructura del terraplén producirá un incremento en la capacidad de carga externa debido a que los esfuerzos

del pavimento y de cargas vehiculares se distribuirán a lo largo de su espesor (T_{EPS}) reduciendo el esfuerzo que se transmite al suelo de fundación.

4.16 ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUDES DEL TERRAPLÉN TRAPEZOIDAL

En esta sección se presenta la evaluación de la estabilidad externa del talud como una potencial falla en el terraplén trapezoidal con sistema de relleno con geobloque EPS. La falla ocurre si los esfuerzos de corte que produce la capa cobertura del terraplén igualan o exceden a resistencia al corte del suelo de fundación. Si la falla del talud ocurre, puede acarrear serios daños, como asentamientos significativos y daños en propiedades o estructuras adyacentes.

La expresión general para el límite del factor de seguridad es la siguiente, 4.16.0:

$$FS = \frac{\text{RESISTENCIA AL CORTE (SUELO DE FUNDACIÓN)}}{\text{ESFUERZOS CORTANTES (SUELO COBERTOR)}} \quad \text{eq. 4.16.0}$$

Los esfuerzos cortantes son los producidos por el suelo cobertor y las sobrecargas de tráfico y pavimento.

4.16.1 SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA

La sección más usada en el talud del terraplén para geobloque EPS es con una pendiente 2H:1V como se muestra en la figura 4.16.1.1.

Figura 4.16.1.1 SECCIÓN TÍPICA DE TERRAPLÉN TRAPEZOIDAL.

Como se observa en la figura, el suelo cobertor es ubicado en toda la sección del terraplén incluida la parte superior, del mismo, esto se hace para facilitar los cálculos de la estabilidad del talud del terraplén, evitando discontinuidades en a capa de suelo del talud; mas aun en la práctica, esto no se realiza, el suelo del talud termina en la parte lateral y en la parte superior se ubica el sistema de pavimento. El espesor del suelo cobertor es de 0.46m, un espesor típico en terraplén, tiene un peso unitario de 18.9kN/m^3 ($1865,43\text{kgf/m}^3$). Debido a que el suelo cobertor no se ubica en el tope superior del terraplén, las sobrecargas por tráfico y de pavimento fueron simplificadas y reducidas por un peso correspondiente a 0,46m de espesor de suelo o 8.7kPa . Como se analizó en el punto de TEORÍA DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS, el sistema es modelado usando una sobrecarga de 21.5kPa , siendo el origen de esta sobrecarga un sistema de pavimento típico de 1000mm con un peso total de 20kN/m^3 , produciendo un esfuerzo de 20kPa , así que el esfuerzo de 21.5kPa es un valor más conservativo. La sobrecarga de tráfico representa 11.5kPa basado en las recomendaciones de la AASHTO, usando 0.67m de 18.9kN/m^3 de suelo en la parte superior del terraplén. Entonces, el total de sobrecargas usadas de pavimento y tráfico es 21.5kPa (pavimento), mas 11.5kPa (tráfico) dando un total de 33.0kPa . Debido a que el suelo sobre la parte superior del terraplén es un artificio, se resta al total de sobrecargas el peso de 8.7kPa del suelo sobre el terraplén, donde queda un total absoluto de sobrecargas de 24.3kPa .

4.16.2 PROPIEDADES DEL MATERIAL

Los parámetros de ingreso como son el peso unitario y la resistencia al corte, usados en el análisis de la estabilidad externa del talud son presentados en la siguiente tabla 4.16.2.1.

TABLA 4.16.2.1 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD.

Se usa los parámetros de resistencia al corte total debido a que el suelo de fundación blando es asumido que actúa en condición sin drenaje. Es por eso que el ángulo interno de fricción ϕ , es asumido 0 y la cohesión es igual a la resistencia de corte sin drenar, S_u , porque el suelo de fundación se supone que consiste de suelo blando y suelo cohesivo saturado. En la mayoría de sitios donde se ubica el sistema de geobloque EPS, el nivel freático es localizado cerca de la superficie y debido a aquello el suelo se encuentra saturado. Los valores de resistencia al corte y el peso unitario para el suelo cobertor en el talud, puede observarse que el suelo cobertor es modelado usando un ángulo de fricción para la resistencia de corte efectivo de 28° debido a que el suelo no está saturado todo el tiempo y por eso no experimenta la falla sin drenaje.

Si el desplazamiento ocurre entre bloques, la resistencia al corte es dado por el ángulo de fricción de 30° ; si la falla ocurre a través de los geobloques EPS, la resistencia al corte asumible es igual a la resistencia del bloque individual. Debido a que el análisis de estabilidad externa se enfoca en el suelo blando, cabe recalcar que la falla circular en la superficie a través del suelo de fundación es el modo de falla

apropiado para el análisis de estabilidad externa. El escenario que comúnmente se usa en la práctica es el modelo conservativo que asume un ángulo de fricción de 1 grado y un factor de cohesión igual a 0, así el terraplén no contribuye de manera significativa al factor de seguridad debido a la incertidumbre en la estimación de cuanta resistencia al corte presenta el geobloque EPS. Este escenario resulta ser el que posee la superficie de falla crítica, siendo localizada en el terraplén y no en el suelo de fundación debido a la baja resistencia de corte asumida para el geobloque EPS. Debido a esto, no es considerado este escenario ya que el fallo no se produce en el suelo de fundación. Otro escenario que fue aplicar una sobrecarga en la superficie del suelo de fundación que aproxime el peso del terraplén, del pavimento y tráfico, siendo ignorado el esfuerzo producido por el geobloque EPS; pero por el aspecto de el análisis sísmico no puede ser tomado en cuenta este escenario debido a que para aplicar la fuerza sísmica se debe ubicar la resultante en el centro de gravedad de la masa deslizante.

Otro escenario implica la falla que ocurre entre los geobloques EPS, y por tanto el desplazamiento a lo largo de las interfaces EPS/GEOBLOQUE EPS, usando en la interface un ángulo de fricción de 30 grados. Este estudio también resultó en una falla crítica en la superficie a través del terraplén y no en el suelo de fundación debido a que la resistencia al corte proporcionado por el geobloque EPS aun con un ángulo de fricción de 30 °, sigue siendo pequeña. La resistencia al corte es pequeña porque el esfuerzo normal aplicado, σ_n , aplicado a cualquier superficie de falla atraviesa el terraplén es baja por el bajo peso unitario del geobloque EPS y la superficie de falla es casi vertical a través del geobloque EPS, el cual resulta en el

esfuerzo normal en la superficie de falla siendo similar al empuje horizontal del geobloque EPS. El empuje horizontal del geobloque EPS es bajo, y es una de las razones por las que se usa el geobloque EPS para estribos de puentes y terraplenes verticales, y resulta en un bajo esfuerzo normal aplicado a la superficie de falla. Si el esfuerzo normal en la superficie de falla es bajo, la resistencia de corte, τ , es bajo como muestra la siguiente expresión 4.16.2.2)

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad \text{eq. 4.16.2.2}$$

Como se puede observar la resistencia al corte es relacionada directamente con el esfuerzo normal y por esa razón un bajo esfuerzo normal da como resultado en una baja resistencia al corte. La resistencia al corte es afectada por el esfuerzo vertical multiplicado por la tangente del ángulo de fricción. Como resultado, el impacto de un alto valor del ángulo de fricción es reducido debido a que la tangente del ángulo de fricción es usada para estimar la resistencia al corte. En resumen, el modelo del geobloque EPS usando el ángulo de fricción no resultó en la superficie de falla crítica localizada en el suelo de fundación.

A partir de esto, el escenario en el cual el geobloque EPS fue modelado usando en coeficiente de cohesión fue estudiado, así, la resistencia sería independiente del esfuerzo normal y resulta en una falla a través del suelo de fundación. El ángulo de fricción de 30° puede ser usado para modelar el geobloque EPS en el análisis de estabilidad interna, ya que la falla ocurre entre los geobloques EPS y por lo tanto la fuerza de interfaz EPS/ EPS es aplicable.

El escenario usado para modelar la resistencia del geobloque EPS para un análisis externo de estabilidad de talud, asume la falla que ocurre a través de los geobloques

EPS, para lo cual fue buscado un valor de cohesión que represente adecuadamente la resistencia al corte del geobloque EPS. El estudio de varios geobloques EPS dio como resultado una gráfica (Gráfica 4.16.2.3) en donde se muestra la resistencia de compresión, corte, tensión y flexión de cada bloque, de acuerdo a su densidad. Como ejemplo se tiene el bloque de densidad de 20kg/m^3 , el cual tiene una resistencia de corte interno de 145.1 kPa . Esta resistencia al corte puede ser representada usando un ángulo de fricción de 0 y la cohesión de 145.1 kPa en un diagrama de Mohr-Coulomb.

GRÁFICA 4.16.2.3 RESISTENCIA DEL GEOBLOQUE EPS, EN FUNCIÓN DE SU DENSIDAD.

El geobloque EPS no es continuo ya que entre bloques existen las juntas, las cuales deben ser tomadas en cuenta para estimar la resistencia de corte global del terraplén de geobloque EPS. Basándose en casos experimentales, proyectos realizados con el sistema de geobloque EPS, se ha estimado que la superficie de falla pasa a través del terraplén, consiste en un 25% de la resistencia de corte individual de cada geobloque EPS intacto, y un 75% de resistencia a través de las juntas entre bloques. Por tanto, el valor representativo de cohesión para la resistencia de corte global del relleno de geobloque EPS es el 25% de la resistencia al corte, es decir de la resistencia para un bloque de 20kg/m^3 que es $145,1\text{kPa}$ el 25% representa $36,3\text{kPa}$. El valor representativo de cohesión necesita ser corregido debido a la incompatibilidad que se presenta entre el suelo de fundación y el geobloque EPS, y por tanto el potencial de falla en el terraplén.

Como se muestra en la figura 4.16.2.4 la relación esfuerzo-deformación del geobloque EPS y suelo de fundación y puede verse que la falla a través del geobloque EPS resulta una falla frágil y el esfuerzo post-pico presenta una deformación pequeña, mientras el suelo de fundación exhibe una falla plástica y un esfuerzo de corte pico con una gran deformación.

FIGURA 4.16.2.4 TÍPICO COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL GEOBLOQUE Y SUELO DE FUNDACIÓN.

Por tanto el esfuerzo pico del geobloque EPS no debe chocar con el esfuerzo pico del suelo de fundación para poder prevenir una falla progresiva del terraplén. Es por eso la importancia de determinar el esfuerzo de corte del sistema en conjunto (geobloque EPS y suelo de fundación) debido a que los comportamientos de esfuerzo-deformación de estos dos materiales no son compatibles.

Chirapuntu y Duncan usaron un análisis de elementos finitos no lineal para desarrollar los factores de reducción de esfuerzo de corte para suelo de terraplén compactado asentado sobre suelo de arcilla de fundación. El factor de reducción se presenta en la siguiente ecuación 4.16.2.5:

$$R_E = 0.89 - 0.089 \left(\frac{S_E}{S_F} \right) \quad \text{eq. 4.16.2.5}$$

Donde R_E = Factor de reducción de resistencia del terraplén
 S_E = Resistencia promedio al corte del terraplén, kN/m²
 S_F = Resistencia promedio al corte del suelo de fundación, kN/m²

Para un terraplén con el sistema de relleno de geobloque EPS, la resistencia del geobloque EPS es reducida a causa de la incompatibilidad de la deformación entre el bloque y el suelo de fundación, mientras el esfuerzo pico del suelo de fundación es usado. El valor de la resistencia del terraplén de geobloque EPS es asumido de 36.3kPa como lo señala la tabla 4.16.2.1, y con la expresión 4.16.2.2, se determinó el rango de valores de esfuerzo para el suelo de fundación fue calculado con varios valores de resistencia al corte sin drenar. Los valores típicos de reducción como se puede observar en la tabla 4.16.2.6, van desde 0.62 a 0.82.

TABLA 4.16.2.6 FACTOR DE REDUCCION PARA EL GEOBLOQUE EPS, POR INCOPATIBILIDAD DE DEFORMACIÓN CON EL SUELO DE FUNDACIÓN.

4.16.3 LOCALIZACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA CRÍTICA

El primer paso en el análisis de la estabilidad externa del talud fue localizar la superficie de falla crítica en el suelo de fundación. A razón de que solamente se analizará suelos blandos y saturados como suelo de fundación, únicamente se analizaran fallas circulares, típicas en este tipo de superficies. La figura 4.16.2E presenta una sección de 12.2m de altura de terraplén con pendientes de 2H:1V y un ancho total de carretera de 34m.

FIGURA 4.16.3.1 COMPORTAMIENTO TÍPICO DE LA SUPERFICIE CRÍTICA DE FALLA DE UN TERRAPLÉN TRAPEZOIDAL EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO DE FUNDACIÓN.

Como se puede apreciar en la figura mientras el valor de la resistencia a corte del suelo de fundación, S_u , la profundidad de la superficie de falla crítica disminuye. En

otras palabras, como el valor de S_u crece, es más probable que el fallo crítico permanezca en el terraplén de geobloque EPS porque la fuerza del suelo de fundación se aproxima a la fuerza del terraplén. Si la superficie de falla atraviesa al suelo de fundación se denomina falla externa, mientras que si la superficie de falla se sitúa dentro de la altura del terraplén se denomina modo de falla interna.

Se puede observar que la superficie de falla crítica cambia del suelo de fundación al terraplén, la superficie de falla existe en el talud del terraplén y la falla en el bloque ya no es casi vertical.

La transición de la superficie de falla crítica versus el restante de falla en el terraplén puede ser usada para identificar el valor de S_u para el suelo de fundación que corresponde a la estabilidad interna, siendo ésta, más crítica que la estabilidad externa. Por ejemplo si el valor de S_u para el suelo de fundación en un lugar en particular es mayor o igual a 36kPa y la geometría del terraplén corresponde a una similar de la figura 4.16.3.1, la estabilidad interna controlará el diseño del terraplén de geobloque EPS. De otro modo, si el valor de S_u para el suelo de fundación es menor a 36kPa, la estabilidad externa controlará el diseño del terraplén. Es por eso que es de mucha importancia la determinación del valor S_u que corresponde a la transición de la superficie de falla crítica restante en el suelo de fundación versus la falla dentro del terraplén. Esto resulta en diferentes relaciones para cada geometría de terraplén debido a que el punto de transición es función de la geometría del mismo, y el S_u es función del suelo de fundación.

Sin embargo, la estabilidad interna es la llamada a ser crítica, un análisis de estabilidad interna de talud no tiene que ser realizado para localizar la superficie de falla crítica porque ésta es muy pequeña o no existen fuerzas estáticas aplicadas a

cualquiera de los tres modos potenciales de falla descritos en el estudio de estabilidad interna. El impulso de fuerzas es pequeño debido a que la posición de falla interna horizontal se asume completamente horizontal. Para la falla por estabilidad de talud se usa un factor de seguridad igual o mayor a 1.5.

4.16.4 GRÁFICAS DE DISEÑO

Los resultados de los análisis de estabilidad fueron usados para desarrollar las gráficas de diseño de estabilidad externa del talud en las figuras 4.16.4.1 a la 4.16.4.3, para 2 líneas de tráfico (11m), 4 líneas de tráfico (23m) y 6 líneas de tráfico (34m) respectivamente. En cada una de las gráficas de diseño se tiene el detalle para taludes de 2H:1V, 3H:1V y 4H:1V, para varios valores de S_u para el suelo de fundación. Como se puede observar la variación que produce la altura de geobloque EPS es pequeña en un talud de 2H:1V, mientras que existe una diferencia más notoria en un talud de 4H:1V. La altura del geobloque corresponde solo a la altura del geobloque, por eso la altura total del terraplén es igual al TEPS mas el espesor del sistema de pavimento.

Para el caso de un T_{EPS} de 12.2m, 4H:1V, controla la estabilidad externa de talud para valores de S_u menores que 40kPa aproximadamente. Entonces el ingeniero diseñador puede ingresar un valor promedio de S_u para el suelo de fundación y determinar si la estabilidad interna o externa controla el diseño. Si la estabilidad interna es crítica, el análisis estático interno de talud no tiene que ser realizado como se menciona anteriormente debido a que el factor de seguridad contra la falla de estabilidad interna de talud debe exceder a 1.5.

Si la estabilidad externa controla, el diseñador puede usar la figura para estimar el factor de seguridad del terraplén, el cual debe exceder 1.5.

Se puede ver que en las figuras 4.16.4.1 a la 4.16.4.3 que todos exceden del FS mínimo de 1.5 cuando el $S_u \geq 12 \text{kPa}$. Si el S_u del suelo de fundación excede del rango de las figuras 4.16.4.1 a la 4.16.4.3, la estabilidad interna será más crítica que la estabilidad externa.

Figura 4.16.4.1 GRÁFICA DE DISEÑO DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 2 LÍNEAS DE TRÁFICO CON UN ANCHO DE 11M.

Figura 4.16.4.2 GRÁFICA DE DISEÑO DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 4 LÍNEAS DE TRÁFICO CON UN ANCHO DE 23M.

Figura 4.16.4.3 GRÁFICA DE DISEÑO DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 6 LÍNEAS DE TRÁFICO CON UN ANCHO DE 34M.

Se puede observar que mientras el factor de seguridad disminuye, la altura del terraplén se incrementa.

La estabilidad externa de talud usualmente no controla el mecanismo de falla, en lugar de esto, aparece el asentamiento para controlar el mecanismo de falla.

Sin embargo las figuras 4.16.4.1 a la 4.16.4.3 pueden ser usadas para una rápida estimación del factor de seguridad crítico para carreteras de 2, 4 y 6 líneas de tráfico respectivamente, para facilitar el proceso de diseño.

4.16.5 PROCEDIMIENTO DE REMEDIACIÓN

El principal proceso de remediación que puede ser usado es para incrementar el factor de seguridad frente a la estabilidad externa de talud es el incremento de la resistencia al corte del suelo de fundación usando un método de mejoramiento de suelo. Sin embargo, la estabilidad externa indica que el asentamiento controlara el diseño del terraplén de geobloque EPS y no la estabilidad externa, debido a la falta de casos en los que se presente inestabilidad externa de talud.

4.17 ESTABILIDAD SISMICA EXTERNA DE TERRAPLENES TRAPEZOIDALES.

La carga sísmica es un evento de corto plazo que debe ser considerado en el análisis y diseño de terraplenes. La carga sísmica puede afectar tanto como a la estabilidad externa como la interna de un terraplén de geobloque EPS. En esta sección se revisará la estabilidad externa sísmica, la interna se estudiará en la próxima sección. La mayoría de consideraciones que se hace para el análisis de estabilidad sísmica de un terraplén con material granular son las mismas que se necesitan para un terraplén de geobloque EPS. Estas consideraciones varios mecanismos de falla SLS (estado límite de servicio) y ULS (estado límite último) como asentamiento sísmico y licuefacción del suelo, que son independientes de la naturaleza del terraplén debido a

que dependen del riesgo sísmico particular del lugar donde se asienta y del espesor del suelo firme.

Esta sección se enfoca en el efecto de fuerzas sísmicas en la estabilidad externa del talud del terraplén de geobloque EPS. Terzaghi desarrollo el análisis de estabilidad pseudo-estático para simular las cargas de sismo en taludes, el análisis involucra de un sismo con una fuerza horizontal permanente (no temporal), en una dirección del talud. Es por eso que se diferencia el análisis pseudo-estático del análisis estático de estabilidad externa, la fuerza permanente horizontal aplicada al centro de gravedad de la masa crítica de desplazamiento. La fuerza horizontal es igual a la masa que se desplaza o la masa de la sección vertical multiplicada por la aceleración sísmica, esto es $F=m.a$. la aceleración sísmica es usualmente deducida de la multiplicación de un coeficiente sísmico “k” por la gravedad.

La fuerza horizontal pseudo-estático debe ser aplicada a la masa que se desplaza que es delineada por la superficie de falla crítica. Los pasos en un análisis pseudo-estático son:

1. Localizar la superficie de falla crítica, es decir la superficie de falla estática con el menor factor de seguridad, que atraviese el suelo de fundación, esto puede realizarse usando en método de estabilidad que satisfaga todas las condiciones de equilibrio como por ejemplo el método de estabilidad de Spencer. Este valor de factor de seguridad debería satisfacer el valor requerido de 1.5 antes de iniciar el análisis pseudo-estático.
2. Modificar el valor de la resistencia de corte para suelos cohesivos o licuables situados a lo largo de la superficie de falla crítica donde se refleja la pérdida de resistencia por el sacudimiento sísmico.

3. Determinar el valor apropiado del coeficiente sísmico horizontal (que se discutirá más adelante) que será multiplicado por la gravedad para determinar la aceleración sísmica horizontal y aplicada al centro de gravedad de la superficie de falla crítica. Es razonable aplicar la fuerza sísmica horizontal a la superficie de falla crítica debido a que si ocurre un evento sísmico, la superficie crítica de falla es la superficie de falla estática.

4. Calcular el factor de seguridad pseudo-estático, FS' , para la superficie de falla crítica, y asegurarse que cumple con el valor requerido. Se conoce que para cargas trascendentales como sismos, el factor de seguridad como mínimo debe ser 1.2 o 1.15 como parámetro de tolerancia. Aun así el factor de seguridad puede variar según el lugar. El factor de seguridad de 1.2 fue usado para estabilidad sísmica para mantener el FS' uniforme, el cual se incluye en el diseño para flotación hidrostática y desplazamiento por el agua.

4.17.1 PARÁMETROS DE RESISTENCIA A CORTE SÍSMICO

Los parámetros de resistencia a corte estáticos no deberían cambiar para un análisis pseudo-estático de estabilidad, a menos que un suelo cohesivo o licuable es involucrado. Si un suelo cohesivo está localizado a lo largo de la superficie de falla crítica, la resistencia pico de este material puede ser reducido hasta un 20% de la resistencia pico estática por una carga sísmica. Es recomendable entonces el uso de una resistencia a corte para suelo cohesivo un poco más del 80% de la resistencia a corte pico, así que la reducción del S_u del suelo de fundación no será mayor al 20%. Para el análisis pseudo-estático se puede usar el valor en la tabla 4.16.2.2 para el

valor de resistencia al corte del geobloque EPS. Esta conclusión también es apoyada por los resultados de las pruebas sísmicas en las interfaces de geobloques EPS donde se demostró que la fuerza sísmica en la interfaz de los geobloques EPS, supera la resistencia de interfaz estática.

4.17.2 COEFICIENTE SÍSMICO HORIZONTAL

El coeficiente sísmico horizontal k_h , en el centro de gravedad de la masa deslizante es estimado usando la aceleración sísmica en la base y en el tope del terraplén, e interpolando linealmente entre estos dos valores para obtener k_h , en el centro de gravedad. Este análisis está basado en la suposición de que la aceleración horizontal dentro del terraplén puede asumirse que varía linealmente entre los valores de la base y la parte superior del terraplén. A cualquier nivel dentro del terraplén, el valor interpolado de la aceleración horizontal puede ser dividido para la gravedad para determinar el coeficiente sísmico horizontal, el cual debe ser ingresado dentro del software de estabilidad de talud para un análisis pseudo-estático.

Si un análisis de respuesta unidimensional es realizado mediante un software como por ejemplo el “Shake”, la aceleración de la base del terraplén a la parte superior del mismo puede ser calculada y el coeficiente sísmico en el centro de gravedad de la masa deslizante puede ser estimado mediante la siguiente expresión 4.17.2.1:

$$k_h = \frac{\tau_h * g}{\gamma * z'} \quad \text{eq. 4.17.2.1}$$

z' = profundidad desde la parte superior del terraplén donde el coeficiente sísmico es estimado

γ = peso unitario promedio del material encima de la profundidad z'

g = gravedad

τ_h = Esfuerzo de corte horizontal a la profundidad z , calculado en análisis de respuesta unidimensional.

Los principales problemas que se tienen en el análisis de respuesta unidimensional son la determinación representativa de los sismos al propagarse a través del suelo que está depositado encima del lecho de piedra y las propiedades sísmicas de las capas del depósito de suelo. Si se requiere de un análisis de respuesta, los valores del geobloque EPS, de modulo de Young, Poisson, modulo de corte están indicados en la tabla 4.17.2.2, cualquier parte de los geobloques EPS, que se encuentren permanentemente sumergidos bajo condiciones normales de agua, es asumida con un peso unitario de 1000N/m³, y no el peso unitario seco de 200N/m³ sugerido para los cálculos generales de esfuerzo, y para permitir de forma conservadora una absorción de agua a largo plazo en el geobloque EPS.

TABLA 4.17.2.2 PROPIEDADES DEL GEOBLOQUE EPS COMO MATERIAL SÍSMICO PARA ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO.

La discusión acerca del análisis de respuesta unidimensional va mas allá de esta investigación, por ende el uso de las relaciones empíricas para estimar la aceleración base del lecho de piedra es estudiada con detalle. Hay que tomar en cuenta que para proyectos mayores, se hace necesario la determinación de la aceleración base mediante el análisis de respuesta.

Las relaciones empíricas de respuesta, se han desarrollado usando análisis de respuesta unidimensional y observaciones de campo, para determinar los valores típicos de la aceleración en la superficie del suelo.

En la figura 4.17.2.3 se muestra la relación entre la aceleración del lecho de piedra y la aceleración en la superficie del depósito de suelo, para varios tipos. Para utilizar la gráfica se debe conocer la aceleración máxima que ha registrado el lugar, siendo esta una información local. Esta aceleración del lecho de piedra puede ser usada para estimar la aceleración en la base del terraplén, debido a que el esfuerzo normal aplicado por el terraplén de geobloque EPS es pequeño, y con un mínimo, casi nulo efecto en la respuesta del suelo. No siendo el mismo caso para terraplenes con relleno granular, ya que el esfuerzo normal en este tipo de terraplén si puede llegar a ser significativo. La figura 4.17.2.3 se utiliza para suelos que no sean tipo blando o arcilloso, debido a que este tipo de suelos puede amplificar la aceleración del lecho de piedra, especialmente aceleraciones menores a 0.4g. En la figura 4.17.2.4 se muestra los valores para suelos arcillosos, blandos.

Figura 4.17.2.3 RELACIÓN ENTRE LA ACELERACIÓN HORIZONTAL EN EL LECHO DE PIEDRA Y LA SUPERFICIE, PARA VARIOS TIPOS DE SUELO.

Figura 4.17.2.4 RELACIÓN ENTRE LA ACELERACIÓN HORIZONTAL EN EL LECHO DE PIEDRA Y LA SUPERFICIE, PARA SUELOS BLANDOS.

Como se puede observar la relación promedio de aceleraciones en el lecho de roca menores a 0.4g, predicen aceleraciones superficiales mayores a las del lecho de roca con un factor máximo de amplificación de aproximadamente 2. Por ejemplo el sismo

en 1985 en ciudad de México, la aceleración superficial resulto ser 1.5 a 2 veces mayor que la aceleración en el lecho rocoso, y fue anunciado que esta amplificación contribuyo al gran desastre que causo este sismo.

Después de estimar la aceleración base, la aceleración de la parte superior del terraplén debe ser estimada, así que la aceleración en el centro de gravedad de la masa deslizante debe estimarse de la interpolación lineal desde la base al tope superior del terraplén. Si el terraplén de geobloque EPS fuera rígido, la aceleración desde la base a la parte superior seria la misma. La aceleración en la parte superior del terraplén puede ser mayor o menor que la aceleración en la base, dependiendo de la respuesta del terraplén. Sin embargo, se prevé que la aceleración de la parte superior será menor que la aceleración en la base debido al potencial de deformación por corte que ocurre entre los bloques en el sismo que se propagan verticalmente hacia arriba. La amplificación ha sido observada en terraplén de suelo granular pero no se ha tenido registros de amplificación en terraplenes de geobloque EPS. La aceleración en la parte superior del terraplén de geobloque EPS afectara principalmente el factor de seguridad contra el desplazamiento lateral del sistema de pavimento, encima de la masa de geobloque EPS.

Similar al caso de la aceleración de la superficie base, existen dos maneras para estimar la aceleración en la parte superior del terraplén de geobloque EPS: 1) realizando un análisis de respuesta unidimensional que modele el suelo de fundación así como el terraplén y con eso calcular directamente la aceleración en la parte superior del terraplén y en el centro de gravedad, 2) usando relaciones empíricas. Como se menciona anteriormente, las relaciones empíricas son usadas

frecuentemente para estimar la aceleración en la parte superior, pero se recomienda que en los grandes proyectos se realice un análisis de respuesta para determinar la aceleración en el centro de gravedad de la masa deslizante.

Para utilizar relaciones empíricas, debe ser determinado que tipo de suelo debe ser usado para asumir en geobloque aproximado. Se propone que el geobloque se asume con un comportamiento como el de un suelo no cohesivo, debido a que el geobloque no puede comportarse como roca o como suelo duro o rígido debido al deslizamiento que puede ocurrir entre los bloques. Este desplazamiento resultara en algún tipo de disipación de esfuerzo de corte como la propagación de olas sísmicas a través del terraplén. La relación del suelo no cohesivo producirá aceleraciones en la parte superior del terraplén que son menores que las aceleraciones de base porque la relación no indica la amplificación. Tampoco fue escogido el suelo arcilloso debido al potencial de deslizamiento entre bloques, donde el suelo no cohesivo proporciona un diseño más conservativo.

4.17.3 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SISMICA

El análisis de estabilidad pseudo-estático fue realizado en un rango de geometrías de terraplén usados en un análisis de estabilidad externa estática para investigar el efecto de varias alturas de terraplén (3.1m a 12.2m), inclinaciones de talud (2H:1V, 3H:1V y 4H:1V), y anchos de carretera de 11, 23 y 34m en estabilidad externa de talud. Los resultados de estos análisis fueron usados para desarrollar gráficas de diseño para facilitar el diseño de terraplén de geobloque EPS.

Una sección transversal a través del terraplén de geobloque EPS con taludes de 2H:1V usados en un análisis de estabilidad pseudo-estático, se muestra en la figura 4.17.3A.

Figura 4.17.3.1 SECCIÓN TÍPICA USADA PARA ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD EN TERRAPLENES TRAPEZOIDALES.

Esta sección difiere de la usada para el análisis estático porque la sobrecarga usada para representar las sobrecargas de pavimento y tráfico es remplazada por un espesor de suelo con un peso unitario de 71.8 kN/m³. El suelo cobertor es de 0.46m de espesor, así que el esfuerzo aplicado por el suelo equivale a 0.46 veces el incremento del peso unitario de 33.0kPa. Un esfuerzo de 33 kPa corresponde a la suma de los valores de diseño de sobrecarga de pavimento (21.5kPa) y sobrecarga de tráfico (11.5kPa) usados previamente para capacidad de carga externa y estabilidad de talud.

La figura 4.17.3.2 ilustra la locación y magnitud de las fuerzas pseudo-estáticas usadas para representar las cargas sísmicas para un valor en particular de coeficiente sísmico. Las flechas representan la magnitud relativa de sus componentes, y como se observa las sobrecargas de tráfico y pavimento producen las fuerzas más grandes debido a que el peso del suelo usado en esa zona es más pesado, todo lo contrario con el suelo cobertor y el relleno de geobloque EPS. El suelo de fundación también contribuye con una fuerza horizontal sísmica significativa debido a su peso unitario.

Figura 4.17.3.2 SECCIÓN TÍPICA QUE MUESTRA LA MAGNITUD RELATIVA DE FUERZAS PSEUDO-ESTÁTICAS PARA REPRESENTAR CARGAS SISMICAS EN TERRAPLENES TRAPEZOIDALES.

4.17.4 GRÁFICAS DE DISEÑO

Los resultados de los análisis usados para desarrollar terraplenes de carretera de 2 (11m), 4 (23m), 6 líneas de tráfico (34m). Los coeficientes sísmicos, 0.05 (bajo), 0.10 (medio) y 0.20 (alto), fueron usados para cada terraplén. Valores mayores a 0.20 indican un ambiente severo sísmico y deberán ser analizados con espectros de respuesta y no por las gráficas de diseño.

El factor de seguridad pseudo-estático de la superficie de falla crítica previamente identificada usada en el método simplificado de Janbu fue calculada para cada geometría considerada para el desarrollo de las gráficas de diseño. El factor de seguridad fue calculado usando el método de estabilidad de Spencer y codificado en el software XSTABL para que satisfaga todas las condiciones de equilibrio. El análisis fue realizado sin la reducción a la resistencia al corte del suelo de fundación al 80% como se menciona anteriormente, debido a que las gráficas de diseño presentan un factor de seguridad pseudo-estático para la resistencia crítica versus la resistencia sin drenar.

Las figuras 4.17.4.1 – 4.17.4.3 presentan resultados de estabilidad externa sísmica para terraplenes de 2 líneas de tráfico (11m) con tres valores de coeficiente sísmico de 0.05, 0.10, y 0.20 respectivamente. Comparaciones de estas figuras resultan en las siguientes conclusiones para el comportamiento de terraplenes de 2 líneas de tráfico:

1. El análisis de estabilidad sísmica no se realiza para coeficientes sísmicos menores o iguales a 0.05 debido a que todos los valores resultantes exceden el factor de seguridad requerido de 1.2.
2. Un coeficiente sísmico de 0.10 resulta en valores de FS' que no satisfacen el valor requerido 1.2 para inclinaciones de 3H:1V y 4H:1V. los terraplenes más inclinados son más críticos que el terraplén 2H:1V debido a que el peso de los materiales encima de la superficie de falla es mayor, lo cual resulta en una fuerza sísmica mayor en inclinaciones de 3H:1V y 4H:1V en relación a 2H:1V.
3. Un coeficiente sísmico horizontal de 0.20 resulta en valores de FS' que no satisfacen el valor requerido de 1.2 para todas las inclinaciones de terraplén. De igual manera, los terraplenes con mayor inclinación son más críticos, y por eso requerirán una mayor resistencia a corte sin drenar, S_u , para satisfacer el factor de seguridad de 1.2, especialmente para 4H:1V.

Figura 4.17.4.1 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 2 LÍNEAS DE TRÁFICO (11M) Y UN K_H DE 0.05.

Figura 4.17.4.2 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 2 LÍNEAS DE TRÁFICO (11M) Y UN K_H DE 0.10.

Figura 4.17.4.3 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 2 LÍNEAS DE TRÁFICO (11M) Y UN K_H DE 0.20.

En las figuras 4.17.4.4 – 4.17.4.6 presentan los resultados de estabilidad sísmica para terraplenes de 4 líneas de tráfico con un ancho de carretera de 23m y tres valores de coeficiente sísmico 0.05, 0.10, 0.20, respectivamente. Las conclusiones en estas condiciones de terraplén son las siguientes:

1. El análisis de la estabilidad sísmica es necesaria aun para valores menores a 0.05 de coeficiente sísmico, debido a que los valores resultantes de factor de seguridad no satisfacen el valor requerido de 1.2. la razón de que la estabilidad sísmica disminuya con relación al terraplén de 2 líneas de tráfico es el ancho de carretera crece, así como su peso encima de la superficie de falla crítica.
2. El ancho de carretera incrementado resulta en valores más grandes de resistencia al corte que requiere el suelo de fundación para proporcionar un factor de seguridad pseudo-estático de 1.2. esto puede verse en la figura 4.10.4.6 que un S_u de al menos 36kPa será requerido para un terraplén 4H:1V de k_h 0.20.

Figura 4.17.4.4 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 4 LÍNEAS DE TRÁFICO (23M) Y UN K_H DE 0.05.

Figura 4.17.4.5 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 4 LÍNEAS DE TRÁFICO (23M) Y UN K_H DE 0.10.

Figura 4.17.4.6 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 4 LÍNEAS DE TRÁFICO (23M) Y UN K_H DE 0.20.

En las figuras 4.17.4.7 – 4.17.4.9 presentan los resultados de estabilidad sísmica para terraplenes de 6 líneas de tráfico con un ancho de carretera de 34m y tres valores de coeficiente sísmico 0.05, 0.10, 0.20, respectivamente. Las 6 líneas de tráfico resultan más críticas debido a que tiene la sección más amplia y por ende una fuerza sísmica mayor.

Figura 4.17.4.7 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 6 LÍNEAS DE TRÁFICO (34M) Y UN K_H DE 0.05.

Figura 4.17.4.8 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 6 LÍNEAS DE TRÁFICO (34M) Y UN K_H DE 0.10.

Figura 4.17.4.9 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 6 LÍNEAS DE TRÁFICO (34M) Y UN K_H DE 0.20.

4.17.5 INTERPRETACIÓN DE GRÁFICAS DE DISEÑO SISMICO

Las figuras 4.17.4.1 - 4.17.4.9 pueden ser usadas para el diseño del terraplén de geobloque EPS, con determinada gráfica, la cual será determinada por el coeficiente horizontal sísmico y la inclinación, usando el valor de S_u que refleja la carga sísmica

y el espesor o altura de EPS usado en el terraplén, para obtener el factor de seguridad pseudo-estático. Por ejemplo un terraplén de 6 líneas de tráfico que es propuesto para un suelo de fundación que exhibe una resistencia al corte de 20kPa. La altura de geobloque EPS es 6.1m y la inclinación requerida es 4H:1V. El factor de seguridad pseudo-estático crítico para este escenario con un coeficiente sísmico horizontal de 0.20 puede obtenerse de la figura 4.17.4.9 y es aproximadamente 0.75. Si la resistencia de corte es 20kPa es reducida al 80% para reflejar la reducción de resistencia durante un evento sísmico, el factor de seguridad pseudo-estático crítico es aproximadamente 0.58 como se observa en la figura 4.17.4.9.

En resumen, la estabilidad sísmica externa puede controlar el diseño del terraplén de geobloque EPS, dependiendo del ancho, número de líneas de tráfico y la magnitud del coeficiente sísmico horizontal. La mayoría de las geometrías consideradas en este estudio son seguras para un coeficiente sísmico horizontal igual o menor a 0.10. Si un terraplén en particular presenta un coeficiente sísmico igual o mayor a 0.20, la estabilidad sísmica externa puede controlar el diseño del terraplén. Los estudios que se realizaron a terraplenes de geobloque EPS luego de eventos sísmicos, proporcionan resultados favorables, sin presentar daños de consideración en la estructura.

4.17.6 PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN

El principal procedimiento de remediación que puede incrementar el factor de seguridad contra la inestabilidad sísmica externa es incrementar la resistencia al corte sin drenar del suelo de fundación, usando un método de mejoramiento de suelo.

4.18 FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA

Los geobloques EPS usados como relleno ligero generalmente tienen una densidad de aproximadamente 1% de la densidad del suelo granular. Debido a esta baja densidad, el potencial de la flotación hidrostática del terraplén completo en la interface entre el fondo del ensamble de geobloque EPS y el suelo de fundación debe ser considerado en evaluaciones de estabilidad.

El factor de seguridad contra el movimiento vertical hacia arriba del terraplén debido al aumento de nivel freático es la relación del esfuerzo total vertical del terraplén aplicado al suelo de fundación (el peso unitario del geobloque EPS es conservativamente tomado como valor seco de 0.2 kN/m³) dividido para la presión de agua hacia arriba, bajo algunos eventos extremos como se muestra en la ecuación 4.18.0. En las figuras 4.18.0.1 y 4.18.0.7 se muestran los dos tipos de flotación de un terraplén, el tipo de presión homogénea y no homogénea hacia el terraplén, respectivamente. En ambos casos, es asumido que la flotación ocurrirá en la interface entre los geobloques EPS y el suelo de fundación.

$$\text{Ecuación 4.18.0} \quad FS = \frac{\sum N}{\sum U}$$

Donde $\sum N$ = Sumatoria de esfuerzos normales = $W_{\text{EPS}} + W_{\text{W}} + W'_{\text{W}}$

$\sum U$ = Sumatoria de las fuerzas de flotación, U , en la base del terraplén,

W_{EPS} = Peso del terraplén de geobloque EPS,

W_{W} = Componente vertical de peso de agua en la cara terraplén por encima de la base del terraplén en el lado del agua acumulada,

W'_{W} = Componente vertical de peso de agua en la cara del terraplén en el lado de la salida de agua.

Con asentamientos luego de la construcción de 0.3 a 0.6m se consideran tolerables para terraplén de carretera durante el periodo de vida útil, el asentamiento a largo plazo puede tener un efecto significativo en el factor de seguridad contra la flotación. Entonces, el asentamiento total estimado mostrado en la ecuación 4.11.0, puede ser incluido en el cálculo de la fuerza de flotación, U. La altura del terraplén permanecerá siendo el mismo luego que ocurran asentamientos. Sin embargo, la profundidad total del nivel de diseño de agua incrementará. Es por eso que el valor de U debería ser basado en el peso vertical del agua acumulada o de salida de agua, h o h', respectivamente, a la base del terraplén al inicio de la construcción, más el asentamiento total estimado, S_{TOTAL}, como se indica en las ecuaciones 4.18.0.8 y 4.18.0.9. Las presiones de agua, P o P', son derivadas de la altura vertical del agua acumulada al inicio de la construcción mas el asentamiento total estimado, h'+S_{TOTAL}, y la altura vertical de la salida de agua al inicio de la construcción mas la altura de asentamiento total estimado, h'+S_{TOTAL}, y resulta en una distribución de presión triangular actuando en los lados del terraplén con una magnitud de $\gamma_W * (h+S_{TOTAL})$ o $\gamma_W * (h'+S_{TOTAL})$.

Para el caso de la altura vertical de agua acumulada en la base del terraplén en el inicio de la construcción, h, igual a la altura vertical de la salida de agua a la base del terraplén en el inicio de la construcción, h, como se observa en la figura 4.18.0.1, la ecuación 4.18.0 se convierte en:

Ecuación 4.18.0.8:
$$FS = \frac{W_{EPS} + W_W + W'_W + Q_{REQ}}{\gamma_W * (h + S_{TOTAL}) * B_W}$$

Donde γ_W = Peso unitario del agua,

S_{TOTAL} = Asentamiento total como se define en la ecuación 4.11.0

B_w = Ancho del fondo de terraplén,

O_{REQ} = Sobrecarga adicional necesaria encima de los geobloques EPS para obtener el factor de seguridad deseado.

Figura 4.18.0.1 VARIABLES PARA DETERMINAR LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA PARA EL CASO DE PRESIÓN HOMOGÉNEA DE AGUA AL TERRAPLÉN.

En la figura 4.18.0.1 se definen las fuerzas y presiones actuando en un terraplén trapezoidal con una inclinación θ , altura de H , y ancho de terraplén en la parte superior de T_w . Se puede observar que el agua esta al mismo nivel en cada lado del terraplén, lo cual representa el peor escenario debido a que el agua en cada del terraplén crea una presión de flotación uniforme en la base del terraplén. Estas presiones de agua crean una fuerza de flotación, U , en la base del terraplén que es igual a:

Ecuación 4.18.0.9:

$$U = \gamma_w * B_w * (h + S_{TOTAL}) = \gamma_w * B_w * (h' + S_{TOTAL})$$

Las presiones de agua representan niveles de presiones de agua estática. Las presiones de filtración no se consideran en el siguiente estudio.

El valor de O_{REQ} es una sobrecarga adicional necesaria encima de los geobloques EPS para obtener el factor de seguridad deseado. Los componentes que usualmente contribuyen a O_{REQ} , son el peso del sistema de pavimento y del suelo cobertor en terraplenes trapezoidales. El peso del sistema de pavimento puede ser tomado como

21.5 kPa como se uso previamente para la capacidad de carga y la estabilidad de talud o esta puede ser calculada multiplicando el peso unitario del sistema de pavimento, $\gamma_{\text{PAVIMENTO}}$, por el espesor del pavimento, $T_{\text{PAVIMENTO}}$, y por el ancho T_w . La sobrecarga de tráfico de 11.5 kN/m² usada previamente no es incluida en O_{REQ} debido a que se trata de una carga viva y no debe estar presente al momento de la condición de diseño de flotación. El peso del suelo cobertor sobre los geobloques EPS a los lados del terraplén, puede ser calculado usando las variables de la figura 4.18.0.1 y con la siguiente ecuación:

Ecuación 4.18.0.10:
$$W_{\text{COVER}} = 2 * (\gamma_{\text{COVER}} * L_{\text{COVER}} * H_{\text{COVER}})$$

Donde
$$L_{\text{COVER}} = \frac{T_{\text{EPS}}}{\sin \theta}$$
 eq. 4.18.0.10.1

$$H_{\text{COVER}} = \frac{T_{\text{COVER}}}{\cos \theta}$$
 eq. 4.18.0.10.2

Substituyendo las ecuaciones 4.18.0.10.1 y 4.18.0.10.2 la ecuación 4.13.1.1.3) se convierte en:

Ecuación 4.18.0.11:

$$W_{\text{COVER}} = \gamma_{\text{COVER}} * 2 * \left(\frac{T_{\text{EPS}}}{\sin \theta} * \frac{T_{\text{COVER}}}{\cos \theta} \right)$$

La ecuación 4.18.0.12 utiliza la longitud de la inclinación del suelo cobertor, $T_{\text{COVER}}/\cos\theta$, y el peso unitario del suelo cobertor, para estimar el peso del suelo

cobertor por longitud del terraplén de geobloque EPS. Es por eso que, para obtener el factor de seguridad deseado de la ecuación 4.18.0.8 que satisface la flotación hidrostática, el valor calculado en O_{REQ} debe ser menor que la suma de los pesos del pavimento y del suelo cobertor como se muestran a continuación:

$$\text{Ecuación 4.18.0.12} \quad O_{REQ} < (\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_W) + W_{COVER}$$

Notar que el peso del pavimento es $\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_W$. Si otros pesos W_{OTROS} , son aplicados al terraplén además del sistema de pavimento y suelo cobertor, estos pesos pueden ser incluidos en la ecuación 4.18.0.12 y usados para incrementar el esfuerzo vertical para encontrar el valor requerido O_{REQ} como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 4.18.0.13}$$

$$O_{REQ} < (\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_W) + W_{COVER} + W_{OTROS}$$

Las gráficas de diseño las cuales se presentan a continuación, son basados en la suposición de que los geobloques EPS se extienden en toda la altura del terraplén, esto es que $T_{EPS}=H$. Es por eso que, el peso del geobloque EPS equivalente a las veces de la altura del sistema de pavimento debe ser sustraído en el resultado de O_{REQ} en la ecuación 4.18.0.12 como se muestra a continuación:

$$\text{Ecuación 4.18.0.14:}$$

$$O_{REQ} < (\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_W) - (\gamma_{EPS} * T_{PAVIMENTO} * T_W) + W_{COVER}$$

Figura 4.18.0.2 VARIABLES DEL PESO INDUCIDO POR EL SUELO COBERTOR.

Si otros pesos, W_{OTROS} , son aplicados al terraplén además del sistema de pavimento y el suelo cobertor la ecuación 4.18.0.14 se convierte en:

Ecuación 4.18.0.15:

$$O_{REQ} < (\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_W) - (\gamma_{EPS} * T_{PAVIMENTO} * T_W) + W_{COVER} + W_{OTROS}$$

La ecuación 4.18.0.8 también puede ser arreglada y usada para obtener el valor de O_{REQ} requerido para así determinar el factor de seguridad de 1.2. El factor de seguridad contra la flotación hidrostática de 1.2 es recomendada para propósitos de diseño debido a que la flotación es una condición de carga temporal en el procedimiento de diseño, como también es el ejemplo de la carga sísmica. Entonces, el valor de O_{REQ} corresponde al factor seguridad de 1.2 y varias geometrías consideradas en este estudio fueron calculadas para desarrollar las gráficas de diseño para la flotación. Este arreglo resulta en la siguiente expresión:

Ecuación 4.18.0.16:

$$O_{REQ} = [1.2 * (\gamma_W * (h + S_{TOTAL}) * B_W)] - (W_{EPS} + W_W + W'_W)$$

Las gráficas de diseño fueron preparadas para cada geometría de terraplén debido a que el cálculo de W_{EPS} , W_W , W'_W , es incómodo. Las gráficas de diseño simplifican el proceso porque un ingeniero diseñador puede obtener el O_{REQ} correspondiente al factor de seguridad 1.2. Los valores de O_{REQ} proporcionados por las gráficas de

diseño son basados en la suposición de que los geobloques EPS se extienden en toda la altura del terraplén y que el nivel de agua acumulada es la suma de el nivel de agua acumulada en la base del terraplén en el inicio de la construcción mas el asentamiento total estimado, $h+S_{TOTAL}$. El ingeniero diseñador luego compara este valor de O_{REQ} con el peso del sistema de pavimento y el suelo cobertor como se muestra en la ecuación 4.18.0.14. Si el terraplén de geobloque EPS tiene 4 líneas de tráfico, una altura de 12m, y una relación entre el agua acumulada y la altura del terraplén de 0.2, lo cual significa que la profundidad total de agua para incluir el asentamiento total estimado es 20% de la altura de terraplén, el valor requerido para O_{REQ} es aproximadamente 936 kN/m. Si el sistema de pavimento típico es de $T_{PAVIMENTO}= 1000mm$ usado en cálculos previos de estabilidad externa, el peso del pavimento para un ancho de 23.2m es:

Ecuación 4.18.0.17:

$$W_{PAVIMENTO} = 21.5 \frac{kN}{m^3} * 1m * 23.2m = 498.8 kN/m$$

Si el espesor del suelo cobertor típico es 0.46m y el peso unitario seco es 18.9 kN/m³, datos usados para cálculos previos de estabilidad externa, el peso del suelo cobertor es igual a:

Ecuación 4.18.0.17:

$$W_{COVER} = 18.9 kN/m^3 * 2 * \left(\frac{12}{\sin 14} * \frac{0.46}{\cos 14} \right); \text{ De la ecuación 4.18.0.11}$$

$$W_{COVER} = 889 kN/m$$

De la ecuación 4.18.0.17 y asumiendo un EPS40:

$$O_{REQ} = 936 \text{ kN/m} < \left[498.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} - \left(0.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1\text{m} * 23\text{m} \right) + 889 \text{ kN/m} \right]$$

$$O_{REQ} = 936 \text{ kN/m} < 1384.1 \text{ kN/m de carretera}$$

Y es así como el pavimento y el suelo cobertor proporciona la suficiente sobrecarga para un factor de seguridad de 1.2.

El peor escenario para el fenómeno de flotación es cuando existe el mismo nivel de agua a ambos lados del terraplén, y las medidas de construcción deberían ser tomadas para tratar de evitar la situación de igual nivel a ambos lados del terraplén. Se mostrará en las siguientes explicaciones que limitar la acumulación de agua a un lado del terraplén reduce ampliamente el valor de O_{REQ} para un factor de seguridad de 1.2. Las figuras 4.18.0.3 hasta la 4.18.0.7, muestran las gráficas de diseño para todas las geometrías consideradas durante este estudio para iguales niveles de agua a ambos lados del terraplén y el fenómeno de terraplén en la interface de geobloque EPS y suelo de fundación. Los valores de O_{REQ} se muestran en las figuras 4.18.0.3 hasta la 4.18.0.7 y cada uno de ellos es el peso requerido del material sobre los geobloques EPS en kN/m (metros lineales de terraplén). El nivel de agua acumulado es la profundidad total que incluye el asentamiento total estimado, $h+S_{TOTAL}$. Las gráficas de diseño solo se extienden hasta un máximo de relación de nivel de agua acumulada y altura de terraplén de 0.5, lo cual significa que el total de profundidad de agua que incluya el asentamiento total estimado es el 50% de la altura del terraplén, porque un terraplén con una altura de nivel de agua acumulada es

esencialmente una estructura de presa que requiere unas sobrecargas exageradas en la partes superior de los geobloques EPS para obtener el factor de seguridad deseado.

Las gráficas de diseño fueron únicamente creadas para EPS40 y no EPS50 – 100 debido a que los resultados de análisis de sensibilidad revelaron que el valor de O_{REQ} sobre los geobloques EPS para un factor de seguridad de 1.2 no es sensible para la densidad del geobloque EPS. Es por eso que el más liviano (EPS40) con una densidad 16 kg/m³ fue usado para determinar los valores de O_{REQ} para las gráficas de diseño. Debido a que algunos terraplenes pueden utilizar varios tipos de geobloques EPS, el uso de EPS40 para el diseño contra la flotación hidrostática producirá el peor de los escenarios, lo cual es deseable para los cálculos de falla ULS. Aún si se usa una mayor densidad, el valor de O_{REQ} no tiene un cambio significativo. Por ejemplo la densidad EPS50 es 20kg/m³ versus 16kg/m³ del EPS40.

Figura 4.18.0.3 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA CON UN MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBAS CARAS DEL TERRAPLÉN, INCLINACIÓN 4H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

Figura 4.18.0.4 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA CON UN MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBAS CARAS DEL TERRAPLÉN, INCLINACIÓN 3H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

Figura 4.18.0.5 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA CON UN MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBAS CARAS DEL TERRAPLÉN, INCLINACIÓN 2H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

Figura 4.18.0.6 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA CON UN MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBAS CARAS DEL TERRAPLÉN, INCLINACIÓN 0H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

Figura 4.18.0.7 ANÁLISIS PARA DETERMINAR LA FLOTACIÓN EN EL CASO DE PRESENCIA DE AGUA EN UN SOLO LADO DEL TERRAPLÉN.

Para el caso de la altura total de la salida de agua, $h' + S_{TOTAL} = 0$, ver la figura 4.18.0.7, la ecuación 4.18.0 se convierte en:

Ecuación 4.18.0.18

$$FS = \frac{W_{EPS} + W_W + O_{REQ}}{\frac{1}{2} * \gamma_W * (h + S_{TOTAL}) * B_W}$$

Se puede ver que el peso de la salida de agua es eliminado del numerador y la fuerza de flotación corresponde a la fuerza resultante del diagrama de presión de agua en la

entrada de agua del terraplén. En la ecuación 4.18.0.18 puede simplificarse y ser usada para obtener el valor de O_{REQ} requerido para obtener el factor de seguridad deseado de 1.2 contra la flotación hidrostática. Es por eso que el valor de O_{REQ} correspondiente a 1.2 en varias geometrías de terraplén considerados durante este estudio fue considerado para desarrollar gráficas de diseño para 1 flotación hidrostática con una salida de agua igual a cero como se muestra a continuación:

Ecuación 4.18.0.19

$$O_{REQ} = \left[1.2 * \left(\frac{1}{2} * \gamma_{W*} (h + S_{total}) \right) * B_W \right] - [(W_{EPS} + W_W)]$$

Figura 4.18.0.20 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA SIN SALIDA DE AGUA, INCLINACIÓN 4H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

Figura 4.18.0.21 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA SIN SALIDA DE AGUA, INCLINACIÓN 3H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

Figura 4.18.0.22 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA SIN SALIDA DE AGUA, INCLINACIÓN 2H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

**Figura 4.18.0.23 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2
CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA SIN SALIDA DE AGUA,
INCLINACIÓN 0H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.**

Los valores de O_{REQ} pueden ser ajustados a otros factores de seguridad multiplicando la relación de factores de seguridad. Debido a que las guías de diseño desarrolladas en este estudio utilizan un factor de seguridad de 1.2 para condiciones de carga temporal, las gráficas de diseño de flotación es de 1.2. La mayor incertidumbre en el diseño contra la presión hidrostática es seleccionar la elevación apropiada del agua para los cálculos en cada lado del terraplén. Adicionalmente es importante proporcionar de un drenaje temporal durante la construcción. Para prevenir la flotación por el crecimiento del nivel freático que puede ocurrir en una lluvia pesada.

4.18.1 PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN

Los procedimientos de remediación que pueden ser utilizados para incrementar el factor de seguridad contra la flotación hidrostática del terraplén son:

- Si existe el suelo granular de relleno propuesto entre los bloques EPS y la subrasante, una porción de este suelo de relleno puede ser removido y sustituido con materiales del sistema del pavimento de la parte superior de EPS y podrían incrementar la sobrecarga sobre los geobloques EPS.
- El sistema de drenaje puede ser incorporado para minimizar el potencial del agua acumulada a lo largo del terraplén.

- Un sistema de anclaje de los bloques EPS hacia el suelo de fundación puede ser utilizado.

4.19 TRASLACIÓN Y VOLCAMIENTO DEBIDO AL AGUA (DESPLAZAMIENTO Y VOLCAMIENTO HIDROSTÁTICO).

Debido a la increíble baja densidad del geobloque EPS, el potencial de traslación (desplazamiento horizontal) del terraplén en la interface entre la base de los geobloque EPS y la superficie del suelo de fundación debido a una presión desbalanceada de agua debe ser considerado. Este escenario es similar al caso de flotación hidrostática con una salida de agua igual a cero, pero el desplazamiento es horizontal y no vertical. Adicionalmente para terraplenes verticales el potencial de volcamiento del terraplén alrededor de una de las esquinas en la interface EPS/suelo de fundación debe ser considerado.

4.19.1 TRASLACIÓN

La tendencia a corto plazo del terraplén, como en la duración de la construcción o inmediatamente después de esta, a deslizarse bajo una presión de agua desbalanceada es resistida principalmente por la resistencia al corte sin drenar, S_u , del suelo de fundación si es una arcilla blanda. Sin embargo la tendencia a largo plazo a desplazarse bajo una presión de agua desbalanceada es resistida principalmente por la fricción en la interface EPS/suelo de fundación. Aunque el ángulo de fricción δ , para esta interface es relativamente alto, la fuerza resistente (la cual equivale al producto de la carga muerta por la tangente de δ) es pequeña debido a que la carga

muerta del terraplén es pequeña. Consecuentemente el potencial deslizante del terraplén bajo una presión de agua desbalanceada es un posible mecanismo de falla y el potencial de traslación (desplazamiento horizontal) del terraplén en una dirección perpendicular a la alineación de la carretera propuesta debe ser considerado.

El factor de seguridad contra el desplazamiento horizontal de terraplén es la relación de la resistencia de corte a lo largo de la interface EPS/suelo de fundación para la fuerza actuante horizontal, como muestra la ecuación 4.19.1.1. La fuerza horizontal actuante total es la red de presión de agua desbalanceada, la cual es igual a la fuerza resultante del diagrama de presión triangular ($1/2 * \gamma_w * h^2$), donde h es igual a la altura vertical del agua acumulada.

Ecuación 4.19.1.1

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes horizontales}}{\sum \text{Fuerzas actuantes}}$$

$$FS = \frac{c * A + (\sum N - \sum U) \tan \delta}{\sum HF}$$

Donde

c = cohesión en la interface a lo largo de la superficie deslizante

A = área de la superficie horizontal deslizante considerada

$\sum N$ = sumatoria de fuerzas normales = $W_{EPS} + W_W + O_{REQ}$

ΣU = sumatoria de fuerzas de flotación = $\frac{1}{2} * \gamma_w * (h + S_{total}) * B_w$

δ = ángulo de fricción en la interface a lo largo de la superficie deslizante

ΣHF = sumatoria de fuerzas horizontales

R_p = componente horizontal del agua acumulada; $R_p = \frac{1}{2} * \gamma_w * h^2$, es localizada a $\frac{1}{3}$ de la altura h por encima de la base del terraplén,

γ_w = peso unitario del agua

h = altura vertical del agua acumulada desde la base del terraplén al inicio de la construcción

S_{TOTAL} = asentamiento total como se define en la ecuación (4.11.0)

B_w = ancho de la base del terraplén

Como se describió para el análisis de flotación, O_{REQ} es la sobrecarga adicional requerida encima de los geobloques EPS para obtener el factor de seguridad deseado. En este caso el factor de seguridad deseado se refiere a un desplazamiento horizontal debido a que la resistencia al desplazamiento horizontal es controlada por la fuerza normal actuante en la interface deslizante, como la flotación es controlada por la fuerza normal actuante sobre la base del terraplén.

Para el caso que no exista cohesión a lo largo de la superficie deslizante, lo cual es típico para interface de geosintéticos, la expresión para el factor de seguridad contra el desplazamiento hidrostático se simplifica de la siguiente manera:

Ecuación 4.19.1.2:

$$FS = \frac{\left[(W_{EPS} + W_W + O_{REQ}) - \left(\frac{1}{2} ((h + S_{TOTAL}) * B_W) \right) \right] * \tan \delta}{\frac{1}{2} (\gamma_W * (h + S_{TOTAL})^2)}$$

Un factor de seguridad contra el desplazamiento hidrostático de 1.2 es recomendable para propósitos de diseño debido a que el desplazamiento hidrostático también es una condición de carga temporal como es el caso también de carga sísmica y flotación hidrostática. Para un factor de seguridad de 1.2 se obtiene la ecuación para O_{REQ} en la siguiente ecuación:

Ecuación 4.19.1.3:

$$O_{REQ} = \frac{1.2 \left(\frac{1}{2} \right) (\gamma_W * (h + S_{TOTAL})^2)}{\tan \delta} + \left(\frac{1}{2} ((h + S_{TOTAL}) * \gamma_W) * (B_W) \right) - W_{EPS} - W_W$$

Los componentes que generalmente contribuyen al valor de O_{REQ} son el peso del sistema de pavimento y el suelo cobertor a los lados del terraplén. Si otros pesos W_{OTROS} son aplicados al terraplén además del sistema de pavimento y suelo cobertor se puede incluir en la ecuación 4.18.0.13 para obtener el factor de seguridad deseado.

Las gráficas de diseño fueron únicamente creadas para EPS40 y no EPS50 – 100 debido a que los resultados de análisis de sensibilidad revelaron que el valor de O_{REQ} sobre los geobloques EPS para un factor de seguridad de 1.2 no es sensible para la

densidad del geobloque EPS. Es por eso que el más liviano (EPS40) con una densidad 16kg/m^3 fue usado para determinar los valores de O_{REQ} para las gráficas de diseño. Debido a que algunos terraplenes pueden utilizar varios tipos de geobloques EPS, el uso de EPS40 para el diseño contra la flotación hidrostática producirá el peor de los escenarios. El nivel de agua acumulado usado en las gráficas de diseño es la suma del nivel vertical acumulado al inicio de la construcción y el asentamiento total estimado $h+S_{TOTAL}$. Las gráficas de diseño solo se extienden hasta una máxima relación de nivel de agua acumulada/altura de terraplén de 0.5, lo cual significa que la profundidad total de agua mas asentamiento total estimado es limitado al 50% de la altura de terraplén. La máxima relación es limitada al 50% de la altura del terraplén debido a que un porcentaje mayor puede requerir sobrecargar irracionales en la parte superior de los geobloque EPS para conseguir el factor de seguridad deseado.

Un mínimo factor de seguridad de 1.5 también es recomendado para retener muros contra el desplazamiento. Sin embargo, Se ha decidido usar un factor de seguridad de 1.2 por ser una condición de carga temporal, sin embargo los valores de O_{REQ} pueden ser ajustados a otros valores de factores de seguridad multiplicando O_{REQ} por la relación de factores de seguridad. Los valores de O_{REQ} pueden ser ajustados a otros factores de seguridad multiplicando la relación de factores de seguridad. Por ejemplo si el factor de seguridad deseado es 1.3 el valor de O_{REQ} obtenido por la gráfica de diseño debe ser multiplicado por $1.3/1.2$. Para una mejor estimación de O_{REQ} puede usarse la ecuación 4.19.1.2.

Varias interfaces de desplazamiento pueden necesitar ser evaluadas durante el diseño dependiendo del tipo de materiales que se usen, si existiese algún material entre los geobloque EPS y el suelo de fundación. Un valor representativo de ángulo de fricción de interface puede ser medido haciendo una prueba de corte directo en el laboratorio con la norma de ASTM D 5321. Las gráfica de diseño son basadas en un ángulo de fricción en la interface EPS/otro material con ángulos entre 20 y 40 grados, lo cual es un rango típico para terraplenes de geobloque EPS.

4.19.2 VOLCAMIENTO

Para terraplenes verticales, se presenta la tendencia al volcamiento en la interface entre la base de geobloque EPS y la superficie del suelo de fundación, como resultado de una presión desbalanceada de agua actuante en el terraplén. El volcamiento puede ser crítico para terraplenes altos y estrechos. Estas fuerzas horizontales crean un volcamiento alrededor del pie del terraplén en el punto O como muestra la figura 4.19.2.1. El peor escenario es la acumulación de agua en un solo lado del terraplén como se muestra en la figura 4.19.2.1. Las cargas verticales así como el peso de los geobloques EPS, el sistema de pavimento y la sobrecarga de tráfico, proveerán un momento estabilizante.

Figura 4.19.2.1 VARIABLES PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO DEBIDO A FUERZAS HORIZONTALES HIDROSTÁTICAS PARA EL CASO DE PRESENCIA DE AGUA EN UN SOLO LADO DEL TERRAPLÉN.

El factor de seguridad contra el volcamiento debido a fuerzas hidrostáticas se expresan de la siguiente manera:

Ecuación 4.19.2.2:

$$FS = \frac{\sum \text{momentos estabilizantes}}{\sum \text{momentos de volcamiento}} = \frac{\left(\frac{1}{2} * T_W\right) * (W_{EPS} + O_{REQ})}{\frac{1}{3} (h + S_{total}) * R_P}$$

Un factor de seguridad contra el volcamiento hidrostático de 1.2 es recomendado para propósitos de diseño debido a que es una condición de carga temporal, para uno de 1.2 se puede obtener el valor de O_{REQ} con la siguiente ecuación:

Ecuación 4.19.2.3:

$$O_{REQ} = \frac{1.2 \left(\frac{1}{3}\right) * (h + S_{total}) * (R_p)}{\left(\frac{1}{2} * T_W\right)} - W_{EPS}$$

La ecuación 4.19.2.3 puede ser usada para obtener el valor O_{REQ} para un factor de seguridad de 1.2 contra el volcamiento hidrostático.

La resultante de fuerzas horizontales y verticales debe ser chequeada y verificada que se localice dentro del tercio medio de la base, esto es excentricidad, $e \leq (B_w/6)$, para minimizar el potencial del volcamiento. La ecuaciones 4.19.3.2.2 y 4.19.3.2.3 pueden usarse para determinar e. Adicionalmente las presiones mínimas y máximas de suelo bajo el terraplén no deben exceder la presión de suelo admisible q_a , que se

obtiene de la ecuación 4.14.6. Con la siguiente ecuación se puede determinar los esfuerzos máximos y mínimos debajo del terraplén:

$$\text{Ecuación 4.19.2.4} \quad q = \frac{\sum N}{T_w} * \left(1 \pm \frac{6e}{T_w}\right) \leq qa$$

Donde q= Esfuerzo del suelo bajo el terraplén

$\sum N$ = Sumatoria de esfuerzos normales

T_w = Ancho superior del terraplén

e= excentricidad

qa= Esfuerzo admisible

La presión del suelo no debe exceder el esfuerzo admisible (qa) que se muestra en la ecuación 4.14.6.

4.19.2.1 PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN.

Los procedimientos de remediación que pueden ser considerados para incrementar el factor de seguridad contra el volcamiento y deslizamiento hidrostático son:

- Remover cualquier material de separación ubicado entre los geobloques EPS y el suelo de fundación y remplazando con un material de separación alternativo que provea de un mayor ángulo de fricción en la interface. Este procedimiento disminuirá el potencial de desplazamiento.

- Si existe suelo de relleno convencional entre los geobloques y el suelo de fundación una porción de este suelo de relleno puede ser removido para ser sustituido con materiales del sistema de pavimentos más pesado, incrementando así la sobrecarga encima de los geobloques. Este procedimiento reducirá el potencial del volcamiento y desplazamiento hidrostático.
- El sistema de drenaje puede ser incorporado para minimizar el potencial del agua acumulada a lo largo del terraplén. Esto reducirá el potencial del desplazamiento horizontal y volcamiento tal como en la flotación hidrostática.
- Si un sistema de anclajes es usado para resistir la flotación hidrostática, este sistema también proporcionara resistencia contra el deslizamiento horizontal y volcamiento.

4.20 DESPLAZAMIENTO Y VOLCAMIENTO DEBIDO AL VIENTO

Como se mencionó anteriormente la traslación debido al viento es un mecanismo de falla de estabilidad externa ULS que es único en terraplenes que contienen geobloques EPS debido a la baja densidad de este material comparado con otros tipos de rellenos. Adicionalmente para terraplenes verticales de geobloques, el potencial de volcamiento del terraplén alrededor de una de las esquinas, de la base de terraplén en la interface EPS/suelo de fundación, debido a fuerzas de viento deberán ser consideradas.

4.20.1 TRASLACIÓN O DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEBIDO AL VIENTO

El factor de seguridad de desplazamiento del terraplén debido a la presencia del viento es la relación entre las fuerzas resistentes al corte a lo largo de la interface EPS/suelo de fundación y la fuerza resultante horizontal actuante como se muestra:

Ecuación 4.20.1.1:

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes horizontales}}{\sum \text{Fuerzas actuantes}}$$

$$FS = \frac{c * A + (\sum N - \sum U) \tan \delta}{\sum HF}$$

Donde

c = cohesión en la interface a lo largo de la superficie deslizante

A = área de la superficie horizontal deslizante considerada

$\sum N$ = sumatoria de esfuerzos normales = $W_{EPS} + O_{REQ}$

$\sum U$ = sumatoria de fuerzas de flotación

δ = ángulo de fricción en la interface a lo largo de la superficie deslizante

$\sum HF$ = sumatoria de fuerzas horizontales = $R_U + R_D$

R_U = componente vertical de la fuerza de viento = $p_U * H$

R_D = componente horizontal de la fuerza de viento = $p_D * H$

H = altura del terraplén = $T_{EPS} + T_{PAVIMENTO}$

Figura 4.20.1.2 VARIABLES PARA ANALIZAR EL VIENTO.

Se puede ver que el viento está actuando de izquierda a derecha y la fuerza resistente horizontal actúa a lo largo de la base del terraplén y es opuesta la dirección de viento.

El peor escenario es cuando el viento actúa en una sola dirección del terraplén que se muestra en la figura 4.20.1.2. Las fuerza resultante de viento R_U y R_D , son obtenidas de los diagramas de presión de viento. Se puede observar de la figura que pusimos que el viento es modelado con una distribución de presión uniforme de magnitud p_U o p_D . Las expresiones usadas para calcular p_U o p_D fueron obtenidas de la guía de diseño nacional francés para terraplenes con geobloques que se mencionó anteriormente y se presenta nuevamente a continuación:

$$p_U = 0.75V^2 \text{sen}\theta_U \quad 4.5.5.1$$

$$p_{UD} = 0.75V^2 \text{sen}\theta_{UD} \quad 4.5.5.2$$

Con V = velocidad del viento en metros por segundo, p_U y p_D en [kPa], y las otras variables se definen en la figura 4.20.1.2. Ambas ecuaciones tratan al terraplén inclinado como una pared vertical. Es por eso que las presiones de viento son conservativas. Las fuerzas de viento actuantes vienen de esfuerzos aplicados en ambas caras del terraplén (barlovento y sotavento) como se muestra en la figura 4.20.1.2.

Para el caso de que no exista cohesión en la interface a lo largo de la superficie del corte basal, $c=0$, lo cual es típico en interface con geosintéticos, y sin fuerzas de flotación, $U=0$, la expresión para el factor de seguridad contra la traslación debido al viento es la siguiente:

Ecuación 4.20.1.3:

$$FS = \frac{(W_{EPS} + O_{REQ}) * \tan\delta}{R_U + R_D}$$

Un factor de seguridad contra el desplazamiento debido al viento de 1.2 es recomendado para propósitos de diseño debido a que es una condición de carga temporal, para uno de 1.2 se puede obtener el valor de O_{REQ} con la siguiente ecuación:

Ecuación 4.20.1.4:

$$O_{REQ} = \frac{1.2 * (R_U + R_D)}{\tan\delta} - W_{EPS}$$

Los componentes que generalmente contribuyen al valor de O_{REQ} son el peso del pavimento y el suelo cobertor a los lados del terraplén. Es por eso que para asegurar el factor de seguridad deseado, el valor calculado de O_{REQ} debe ser menor que la suma de el peso del pavimento y el suelo cobertor como se muestra en la ecuación 4.18.0.11. Si otros pesos, W_{OTROS} son aplicados en el terraplén además del sistema de pavimento y el suelo cobertor debe incluirse en los cálculos.

La figura 4.20.1.5 presenta las gráficas de diseño para las geometrías de terraplén consideradas durante este estudio por traslación debido al viento. Estas gráficas pueden ser usadas para estimar el valor de O_{REQ} por metro lineal de terraplén para obtener un factor de seguridad de 1.2 contra el desplazamiento debido al viento.

Estas gráficas difieren de las de flotación hidrostática y deslizamiento debido a que la gráficas solamente corresponden a dos líneas de tráfico (11m de ancho), pero son aplicables a 4 (23m), 6 (34m) líneas de tráfico. La cohesión en la interface va a ser asumida igual a cero, el ancho de terraplén tiene poca influencia en W_{EPS} debido a la baja densidad del EPS y se asume que el viento actúa en una pared vertical. La aplicación de la gráfica de diseño en la figura 4.15.1.4, fueron verificadas para 4 y 6 líneas de tráfico con inclinaciones de 2H:1V, en donde mostraron pequeñas diferencias en el valor de O_{REQ} . La gráficas están en función de las alturas de terraplén entre 1.5 y 16 metros, con inclinaciones de 0H:1V, 2H:1V, 3H:1V, 4H:1V, y dos velocidades de viento (40 y 60) metros por segundo. Se puede observar también que las gráficas de diseño en la figura 4.20.1.5, utiliza un ángulo de fricción en la interface, δ , de 20 a 40 grados para la interface EPS/suelo de fundación. Las gráficas de diseño fueron únicamente creadas para EPS40 y no EPS50 – 100 debido a que los resultados de análisis de sensibilidad revelaron que el valor de O_{REQ} sobre los geobloques EPS para un factor de seguridad de 1.2 no es sensible para la densidad del geobloque EPS. Es por eso que el más liviano (EPS40) con una densidad 16 kg/m³ fue usado para determinar los valores de O_{REQ} para las gráficas de diseño.

Figura 4.20.1.5 DISEÑO CONTRA EL DESPLAZAMIENTO DEBIDO AL VIENTO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 Y UN ANCHO DE CARRETERA DE 11 METROS, PARA CUATRO INCLINACIONES DE TERRAPLÉN.

Las ecuaciones 4.18.0.13 y 4.18.0.14 pueden ser usadas para estimar el peso proporcionado por el sistema de pavimento y suelo cobertor. Varias interfaces de desplazamiento pueden necesitar ser evaluadas durante el diseño dependiendo del tipo de materiales que se usen, si existiese algún material entre los geobloque EPS y el suelo de fundación. Un valor representativo de ángulo de fricción de interface puede ser medido haciendo una prueba de corte directo en el laboratorio con la norma de ASTM D 5321.

Como se muestra en la tabla 4.20.1.6 para una altura relativamente baja de terraplén de 2 metros, una sobrecarga sobre los geobloques EPS equivalente al espesor del sistema de pavimento de 7.2 metros, será requerida para un terraplén trapezoidal de 4H:1V, un ángulo de fricción de interface EPS/suelo de fundación de 40 grados, y un espesor de suelo cobertor de 0.46 metro, se necesitará para proporcionar la suficiente estabilidad contra 40 metros por segundos de velocidad de viento. Este espesor de pavimento es mayor que el espesor típico de 0,6 a 1.5 metros. La misma tabla muestra el valor de O_{REQ} incrementa drásticamente para un terraplén vertical y disminuye el ángulo de fricción de 40 a 20 grados.

Tabla 4.20.1.6 SOBRECARGA Y ESPESOR DEL SISTEMA DE PAVIMENTO REQUERIDO PARA LA ESTABILIDAD CONTRA EL VIENTO.

Las ecuaciones 4.5.5.1 y 4.5.5.2, muestran valores altamente conservativos debido a que no consideran condiciones naturales de terraplén, pero sirven como referencia para propósitos de diseño.

4.20.2 VOLCAMIENTO POR EFECTOS DE VIENTO

Para terraplenes verticales, este puede volcarse en la interface EPS/suelo de fundación, debido a las fuerzas horizontales que actúan. Estas fuerzas de viento pueden crear un momento de volcamiento alrededor del pie del terraplén en el punto O, como se muestra de la figura 4.20.2.1. Las cargas verticales como son el peso de los geobloques EPS y cualquier otra sobrecarga ubicada encima de los geobloques como el sistema de pavimento y la sobrecargara de tráfico proporcionan un momento estabilizante.

Figura 4.20.2.1 VARIABLES PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO DEBIDO A FUERZAS HORIZONTALES.

El factor de seguridad contra el volcamiento debido al viento se obtiene en la siguiente ecuación:

Ecuación 4.20.2.2:

$$FS = \frac{\sum \text{momentos estabilizantes}}{\sum \text{momentos de volcamiento}}$$

$$FS = \frac{\left(\frac{1}{2} * T_W\right) * (W_{EPS} + O_{REQ})}{\left(\frac{1}{2} * H\right) * (R_U + R_D)}$$

Un factor de seguridad contra el volcamiento de 1.2 es recomendado para propósitos de diseño debido a que el volcamiento producido por cargas de viento es una

condición de carga temporal. El O_{REQ} contra el volcamiento se obtiene de la siguiente expresión:

Ecuación 4.20.2.3:

$$O_{REQ} = \frac{\left[1.2 * \frac{1}{2} * H * (R_U + R_D) \right] - \left[\frac{1}{2} * T_W * W_{EPS} \right]}{\left(\frac{1}{2} * T_W \right)}$$

La resultante de fuerzas horizontales y verticales debe ser chequeada y verificada que se localice dentro del tercio medio de la base, esto es excentricidad, $e \leq (B_w/6)$, para minimizar el potencial del volcamiento. La ecuaciones 4.20.2.4 y 4.20.2.5 pueden usarse para determinar e. Adicionalmente las presiones mínimas y máximas de suelo bajo el terraplén no deben exceder la presión de suelo admisible q_a , que se obtiene de la ecuación 4.14.6. La ecuación 4.19.2.4 puede usarse para determinar las presiones mínimas y máximas bajo el terraplén.

Ecuación 4.20.2.4:

$$x = \frac{\sum \text{momentos estabilizantes} - \sum \text{momentos de volcamiento}}{\sum N}$$

Donde x = Localización de la fuerza resultante en el pie del terraplén

$\sum N$ = Sumatoria de los esfuerzos normales

Ecuación 4.20.2.5:
$$e = \frac{T_w}{2} - x$$

Donde

e= Excentricidad de la resultante de las fuerzas con respecto al eje central del terraplén.

T_w= Ancho superior del terraplén

4.20.3 PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN

Los procedimientos de remediación que pueden ser considerados para incrementar el factor de seguridad contra el desplazamiento debido al viento son similares a las que incrementan el factor de seguridad contra el desplazamiento hidrostático mencionados anteriormente, con la excepción de que no se aplica un sistema de drenaje.

4.21 EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD INTERNA DE TERRAPLENES CON GEOBLOQUES EPS (POLIESTIRENO EXPANDIDO)

4.21.1 INTRODUCCIÓN

Diseño para la estabilidad interna de un terraplén con geobloques EPS involucra el comportamiento de los bloques bajo solicitaciones de cargas, las mismas que serán analizadas en esta sección. En esta evaluación se incluyen los mecanismos de falla tipo SLS (estado límite de servicio) como la capacidad de carga de los geobloques EPS, y de tipo ULS (estado límite último) como el desplazamiento debido al agua debido al viento y estabilidad sísmica, como se ve en la tabla 4.2.1. La evaluación de estos tres mecanismos permite conocer el comportamiento de estos geobloques EPS como una masa simple cuando se somete a cargas externas. Esto se determina por la resistencia al corte entre el sistema de pavimento y la parte superior de la masa de geobloques EPS, además de la fricción entre los geobloques EPS adyacentes. Es por eso que se presenta métodos para asegurar de la mejor manera la estabilidad entre bloques contra desplazamientos debido al agua y viento además de eventos sísmicos.

4.21.2 CAPA DE GEOBLOQUES

Aunque el relleno ligero consiste en un gran número de bloques individuales, el diseño se realiza asumiendo que el terraplén de geobloque EPS actúa como una sola

masa. Un terraplén de geobloque EPS se comportará como una masa solida, mostrando un bloque tanto horizontal como vertical.

4.21.3 RESISTENCIA A CORTE EN INTER-BLOQUE EPS.

Los principales mecanismos para resistir las cargas horizontales son la resistencia al corte en la interface EPS/EPS y cualquier bloqueo entre geobloque EPS a lo largo de las interfaces entre las capas de geobloque EPS. Aunque el ángulo de fricción (Mohr-Coulomb), δ , para la interface EPS/EPS es comparable con la arena ($\delta \rightarrow 30^\circ$), la resistencia al corte, $\sigma'_n \cdot \tan \delta$, generalmente es una magnitud pequeña debido al esfuerzo normal efectivo, σ'_n , es relativamente pequeño. Esta resistencia puede ser insuficiente para controlar las fuerzas actuantes que pueden originarse de una carga de agua desbalanceada, vientos, o eventos sísmicos.

Si las fuerzas de resistencia calculadas a lo largo de los planos horizontales entre los geobloques EPS son insuficientes para resistir las fuerzas actuantes, generalmente se crea una resistencia adicional entre los geobloques EPS gracias al uso de conectores mecánicos inter-bloque (usualmente prefabricados) a lo largo de las interfaces horizontales entre los geobloques EPS. El uso de los conectores mecánicos entre las capas de geobloques EPS puede ser modelado considerando la interface entre bloques con el criterio de falla clásico de Mohr-Coulomb:

Ecuación 4.21.3.1

$$\tau = c_a + \sigma'_n \cdot \tan \delta$$

Donde:

c_a = pseudo-conexión producido por conectores expresados con un valor promedio por unidad de área,

δ = Angulo de fricción en la interface EPS/EPS (valor sugerido $\delta= 30^\circ$)

σ'_n = Esfuerzo normal efectivo en la interface

τ = Resistencia de corte total en la interface expresada como un valor promedio por unidad de área.

La ecuación 4.21.3.1 se ilustra conceptualmente en la figura 4.21.3.2 donde se puede observar los conectores mecánicos proporcionando una pseudo-cohesión para una resistencia de interface adicional. Experiencias en el Reino Unido y en varios otros países han demostrado que no es necesario el uso de conectores mecánicos para soportar la gravedad típica y cargas de frenado vehiculares, sin embargo, los conectores tienen gran importancia en proyectos situados en lugares donde la carga sísmica, de viento o de agua sea considerablemente alta. La gráfica de diseño para estabilidad sísmica (que se muestra a continuación), muestra que la interface crítica para el desplazamiento horizontal usualmente es la interface sistema de pavimento/EPS y que los conectores mecánicos no son requeridos para un coeficiente sísmico menor o igual a 0.2. Generalmente las propiedades de resistencia de la placa mecánica son especificadas por el fabricante, debido a que éstas son prefabricadas

Debido a que los conectores mecánicos pueden tener un significativo incremento en el costo global del terraplén, entonces a menos que las condiciones de

ubicación del terraplén indiquen una necesidad de instalación de conectores mecánicos se la realiza, mientras tanto, no es necesario.

Así que la función principal de los conectores mecánicos en el diseño del terraplén con geobloque EPS, es mantener fijos los bloques sujetos a condiciones de trabajo extremos como puede ser congelamiento, flotación, deslizamiento por presencia de agua, o viento, y prevenir desacomodos de los bloques con cargas de frenado vehiculares, especialmente cuando pocas capas de geobloque EPS son usadas.

Un mínimo de 2 placas por cada 1.2m por 2.4m de área de EPS es lo que especificó el Departamento de Transporte de Washington para el proyecto SR 516. La resistencia que debe presentar como mínimo la placa es de 267 N por cada 102mm por 102mm de área de placa. Esta resistencia es basada en pruebas realizadas con EPS40 (16 kg/m³) de acuerdo a la normativa ASTM C 578 que incluye un factor de seguridad de 2.

Figura 4.21.3.2 INTERFAZ DE RESISTENCIA AL CORTE DE BLOQUES DE EPS CON CONECTORES MECÁNICOS.

4.21.4 DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA PRESENCIA DE AGUA (DESPLAZAMIENTO HIDROSTÁTICO)

La estabilidad interna para desplazamiento debido al agua consiste en verificar la resistencia al corte entre los geobloques EPS y en la interface sistema de

pavimento/EPS para mantener un equilibrio con la presencia de una carga lateral de agua. La ecuación 4.19.1.2 puede ser usada para determinar el factor de seguridad contra el desplazamiento hidrostático para varias alturas del terraplén de geobloque EPS. También se puede usar la ecuación 4.19.1.3 para determinar la sobrecarga requerida con un factor de seguridad de 1.2 contra el desplazamiento hidrostático. La altura vertical del agua acumulada desde la base del terraplén al inicio de la construcción, h , debe ser tomada como la altura del nivel de agua acumulada a la interface que será analizada para el deslizamiento hidrostático. Como se describió en el análisis de estabilidad externa, O_{REQ} es la sobrecarga adicional requerida encima de los geobloques EPS para obtener el factor de seguridad deseado de 1.2. Los componentes que usualmente contribuyen a O_{REQ} , son el peso del sistema de pavimento y del suelo cobertor en terraplenes trapezoidales. Es por eso que, para obtener el factor de seguridad deseado, el valor calculado en O_{REQ} debe ser menor que la suma de los pesos del pavimento y del suelo cobertor como se muestran en la ecuación 4.18.0.11. Si otros pesos W_{OTROS} , son aplicados al terraplén además del sistema de pavimento y suelo cobertor, estos pesos pueden ser incluidos en la ecuación 4.18.0.12 y usados para incrementar el esfuerzo vertical para encontrar el valor requerido O_{REQ} como se muestra en la ecuación 4.18.0.13. Puede determinarse la sobrecarga requerida O_{REQ} para un factor de seguridad de 1.2 contra el desplazamiento horizontal, las cuales se basan en la suposición de que los geobloques EPS se extienden en toda la altura del terraplén, esto es que $T_{EPS}=H$. Es por eso que, el peso del geobloque EPS equivalente a las veces de la altura del sistema de pavimento debe ser sustraído en el resultado de O_{REQ} en la ecuación 4.18.0.11 como se muestra en las ecuaciones 4.18.0.14 y 4.18.0.15.

El espesor típico del geobloque EPS tiene un rango de 610mm a 1000mm, es por eso que si el nivel de agua a analizar es menor que 610mm, un análisis interno de estabilidad para desplazamiento hidrostático no es requerido.

4.21.5 PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN

Los procedimientos de remediación que pueden ser utilizados para incrementar el factor de seguridad contra la flotación hidrostática del terraplén son:

Si existe el suelo granular de relleno propuesto entre los bloques EPS y la subrasante, una porción de este suelo de relleno puede ser removido y sustituido con materiales del sistema del pavimento de la parte superior de EPS y podrían incrementar la sobrecarga sobre los geobloques EPS.

El sistema de drenaje puede ser incorporado para minimizar el potencial del agua acumulada a lo largo del terraplén.

Un sistema de anclaje de los bloques EPS hacia el suelo de fundación puede ser utilizado.

4.21.6 DESPLAZAMIENTO DEBIDO A LA PRESENCIA DE VIENTO

La estabilidad interna para el desplazamiento debido al viento consiste en verificar que la resistencia de corte sea la adecuada entre las capas de geobloque EPS y en la interface suelo de fundación/EPS para mantener el equilibrio ante fuerzas de viento. La ecuación 4.20.1.4 puede usarse para determinar la sobrecarga requerida para un factor de seguridad de 1.2 la base del terraplén debe ser tomado al mismo

nivel que la interface que va a ser analizada para el desplazamiento debido al viento. Como se describió en el análisis de estabilidad externa, O_{REQ} es la sobrecarga adicional requerida encima de los geobloques EPS para obtener el factor de seguridad deseado de 1.2. Los componentes que usualmente contribuyen a O_{REQ} , son el peso del sistema de pavimento y del suelo cobertor en terraplenes trapezoidales. Es por eso que, para obtener el factor de seguridad deseado, el valor calculado en O_{REQ} debe ser menor que la suma de los pesos del pavimento y del suelo cobertor como se muestran en la ecuación 4.18.0.11. Si otros pesos W_{OTROS} , son aplicados al terraplén además del sistema de pavimento y suelo cobertor, estos pesos pueden ser incluidos en la ecuación 4.18.0.11 y usados para incrementar el esfuerzo vertical para encontrar el valor requerido O_{REQ} como se muestra en la ecuación 4.18.0.12. Puede determinarse la sobrecarga requerida O_{REQ} para un factor de seguridad de 1.2 contra el desplazamiento horizontal, las cuales se basan en la suposición de que los geobloques EPS se extienden en toda la altura del terraplén, esto es que $T_{EPS}=H$. Es por eso que, el peso del geobloque EPS equivalente a las veces de la altura del sistema de pavimento debe ser sustraído en el resultado de O_{REQ} en la ecuación 4.18.0.11 como se muestra en las ecuaciones 4.18.0.14 y 4.18.0.15.

4.21.7 PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN

Los procedimientos de remediación que pueden ser considerados para incrementar el factor de seguridad contra el desplazamiento debido al viento son similares a las que incrementan el factor de seguridad contra el desplazamiento

hidrostático mencionados anteriormente, con la excepción de que no se aplica un sistema de drenaje.

4.21.8 ESTABILIDAD SÍSMICA INTERNA EN TERRAPLENES TRAPEZOIDALES

Esta sección se enfoca en el efecto de fuerzas sísmicas en la estabilidad interna del talud del terraplén de geobloque EPS. La principal diferencia entre el análisis de estabilidad interna con la externa es que la falla ocurre únicamente dentro del terraplén a lo largo de una interface de geobloque EPS. Este análisis usa un análisis pseudo-estático en el terraplén como se mencionó en la sección de estabilidad externa, con superficies de falla no circulares a través de los geobloques EPS o interfaces de geobloque EPS en la parte superior del terraplén. El análisis pseudo-estático es usado para simular cargas sísmicas en los taludes del terraplén modelando una fuerza que actúa permanentemente en una sola dirección.

La fuerza horizontal pseudo-estático debe ser aplicada a la masa que se desplaza que es delineada por la superficie de falla crítica. Los pasos en un análisis pseudo-estático son:

- Identificar las superficies críticas de fallo potenciales estáticas, es decir, la superficie de rotura estática con el menor factor de seguridad, que pasa a través del terraplén EPS o una interfaz de EPS en la parte superior o inferior de los EPS. Esto se logra midiendo la resistencia a la interfaz entre los bloques de EPS y las interfaces en la parte superior e inferior de los bloques de EPS y la determinación de cuál de las interfaces producir el menor factor de seguridad. En los análisis que se presentan

posteriormente, se ha determinado que la interfaz crítica varía como el ángulo de fricción de interfaz varía. Por lo tanto, el factor de seguridad para las tres interfaces deberían ser calculado a menos que una de las interfaces exhiba un ángulo de interfaz de fricción significativamente menor que las otras dos interfaces y se puede ser asumido para controlar de la estabilidad interna.

➤ Determinar el valor apropiado de coeficiente sísmico que será multiplicado por la gravedad para determinar la aceleración sísmica horizontal y aplicada al centro de gravedad de la masa deslizante delineada por la superficie de falla crítica. La fuerza horizontal sísmica es obtenida del producto de la aceleración sísmica horizontal por la masa deslizante. Como se discutió en la sección de análisis de estabilidad externa, la estimación del coeficiente sísmico horizontal dentro del terraplén puede ser asumido que varia linealmente entre la base y los valores picos. En cualquier nivel dentro del terraplén, el valor interpolado horizontal de aceleración puede ser multiplicado por la masa de material (sistema de pavimento, EPS, etc.) por encima de ese nivel para determinar la fuerza actuante horizontal debido a la carga sísmica.

➤ Calcular el factor de seguridad interno, FS' , para la superficie de falla crítica y asegurar un valor requerido de 1.2. Un factor de seguridad contra el volcamiento de 1.2 es recomendado para propósitos de diseño debido a que el volcamiento producido por cargas de sismo es una condición de carga temporal. El factor de seguridad para la interface sistema de pavimento/EPS es calculado usando un análisis de bloque deslizante y un análisis de estabilidad pseudo-estática es usada para la interface EPS/EPS y la interface suelo de fundación/EPS. El factor de seguridad pseudo-

estático debe ser calculado usando un método de estabilidad que satisfaga todas las condiciones de equilibrio como lo es el método de estabilidad de Spencer.

4.21.9 SECCIÓN TÍPICA DE TERRAPLÉN

Una sección típica con 12.2m de alto en un terraplén trapezoidal con un talud de 2H:1V que fue usado en un análisis de estabilidad interno pseudo-estático es mostrado en la figura 4.21.9.1. Se puede observar que el material cobertor es ubicado sobre todo el terraplén. La capa del material en la parte superior del terraplén es usada para modelar las sobrecargas de pavimento y tráfico. Las sobrecargas de pavimento y tráfico son modeladas con una capa de material en la parte superior del terraplén con un peso unitario de 71.8 kN/m³. El suelo cobertor tiene un espesor de 0.46m produciendo un esfuerzo de 33 kPa ($0.46\text{m} * 71.8 \text{ kN/m}^3$). Un esfuerzo de 33 kPa corresponde a la suma de los valores de diseño de sobrecargas de pavimento (21.5 kPa) y sobrecargas de tráfico (11.5 kPa) usados previamente en el análisis sísmico externo discutido anteriormente. Las sobrecargas de pavimento y tráfico fueron modeladas con un suelo de alto peso unitario en vez de fuerzas. Una sobrecarga o fuerza no puede ser usada debido a que el coeficiente sísmico no puede ser aplicado a una sobrecarga (no posee un centro de gravedad), sino al centro de gravedad de la capa de un material. El suelo cobertor a los lados del terraplén también tienen un espesor de 0.46m, con un peso unitario de 18.9 kN/m³, lo cual es típico para terraplenes trapezoidales.

La figura 4.21.9.1 presenta las tres superficies de falla o modelos considerados en el análisis de estabilidad sísmica interna. Se puede observar que en el primer modo de

falla (Modo I) corresponde al desplazamiento en la interface sistema de pavimento/EPS en la parte superior de los geobloques EPS. Esta interface puede incluir un material de separación como una geomembrana ubicado sobre el geobloque EPS para proteger al esp de desechos de hidrocarburos o como el geotextil que provee una separación en la interface sistema de pavimento/EPS. Si no se usa ningún geosintético en la parte superior de los geobloques EPS, la interface consistiría de un material de sistema de pavimento sobre los geobloques EPS o una capa de material que no es geosintético ubicado entre el sistema de pavimento y los geobloques EPS.

El segundo modo de falla (Modo II) corresponde al desplazamiento entre las capas de geobloques EPS, en la parte superior de la primera capa de geobloques EPS. El tercer modo de falla (Modo III), corresponde al deslizamiento en la interface suelo de fundación/EPS en la base de los geobloques EPS. Todos estos modos de falla fueron asumidos aproximadamente en la línea centro del terraplén debido a que se prevé que la junta longitudinal de pavimento se encontrara en el centro del terraplén permitiendo que una parte del terraplén tienda a desplazarse, además el terraplén es simétrico.

Figura 4.21.9.1 SECCIÓN TÍPICA TRAPEZOIDAL USADA EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD SISMICA INTERNA CON LOS TRES MODOS DE FALLA APLICADOS

4.21.10 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

El análisis de estabilidad fue conducido en un rango de geometrías de terraplén para investigar el efecto de la altura (de 3.1m a 12.2m), la inclinación de talud (2H:1V, 3H:1V, y 4H:1V), y el ancho de carretera (11m, 23m y 34m) en la estabilidad sísmica de talud. Los resultados de los análisis fueron usados para desarrollar las gráficas de diseño para facilitar el proceso del diseño interno del terraplén con el sistema de geobloque EPS.

El modo de falla I en la figura 4.21.9.1 fue modelado usando un análisis de deslizamiento de bloque en el cual un bloque se desliza en una superficie con una resistencia de fricción igual a $\tan\phi$. El factor de seguridad para estabilidad interna sísmica esta dado por la siguiente ecuación:

Ecuación 4.21.9.2

$$FS' = \frac{\tan \phi}{k_h}$$

Donde

Φ = Ángulo de fricción interna

k_h = Coeficiente sísmico horizontal

El factor de seguridad para el modo de falla I depende únicamente en la resistencia de corte en la interface sistema de pavimento/EPS y de la magnitud del coeficiente sísmico, es decir de la magnitud del sismo. La poca resistencia que ofrece el suelo cobertor es asumida como insignificante ya que representa aproximadamente a 165 kg de resistencia pasiva, comparada con 2625 kg de resistencia al corte que se

desarrolla a lo largo de la interface sistema de pavimento con un ángulo de fricción de 25° para un peso de pavimento de 5634 kg. En resumen, la resistencia pasiva del suelo cobertor es considerada insignificante y no fue incluida en el análisis de deslizamiento del pavimento a lo largo de la parte superior de los geobloques EPS.

Los modos de falla II y III envuelven superficies de falla que inician cerca de la línea centro del terraplén del pavimento, se extienden dentro del terraplén una cierta profundidad, y luego viajan horizontalmente hasta terminar al talud del terraplén o cerca del pie del terraplén respectivamente. Esto es causado por la alta resistencia al corte de los geobloques EPS (cohesión de 145 kPa) y un bajo peso unitario de el geobloque EPS, el cual resulta en una falla que se desarrolla entre los geobloques EPS y no a través de los mismos. En la superficie de falla que se muestran en la figura 4.21.9.1 para modos de falla II y III tienen la característica de tener una discontinuidad entre geobloques EPS debido a que la resistencia interna de los bloques es más grande que la resistencia en la interface EPS/EPS. La resistencia al corte a lo largo de esas discontinuidades corresponden a los parámetros de resistencia al corte de la interface EPS/EPS, $\phi=30^\circ$ y $c=0$ como se muestra en la tabla 4.21.11.1.

Estos dos modos de falla resultan en un fallo pronunciado a través del relleno de geobloques EPS (como se observa en la figura 4.21.9.1) y además los modos de falla descienden entre bloques adyacentes y no a través de ellos. Esto resulta en una superficie de falla escalonada a través del relleno de geobloque EPS que fue modelado en el software XSTABL identificando la geometría exacta de la superficie de falla a través de los geobloques EPS. El ángulo total escalonado fue asumido con una inclinación a $45 \text{ grados} + \phi_{\text{EPS/EPS}}/2$ desde la horizontal para simular una

presión activa, condición donde $\phi_{\text{EPS/eps}}$ es el ángulo de fricción en la interface entre dos geobloques EPS. Así, para $\phi_{\text{EPS/GEOBLOQUE EPS}} = 30$ grados, la inclinación de la falla escalonada fue asumida de 60 grados. Esta inclinación resulta en la condición lateral mínima de presión activa y mínima resistencia a lo largo de los segmentos horizontales de los geobloques EPS en caso de fallo. Para un bloque de 0.76m de altura (usado en la Interestatal 15, Utah) y una inclinación de la falla escalonada de 60° , el desplazamiento lateral de la superficie de falla es $0.76 \cdot \tan^{-1}(60) = 0.44\text{m}$.

Entonces, como se puede observar en la figura 4.21.9.1 que como la superficie de falla se extiende a través de los geobloques EPS, esto crea un patrón escalonado para reflejar el desplazamiento lateral de los bloques. En las porciones verticales del escalonado no se aplica fuerza de resistencia a corte en el análisis, sin embargo un ángulo de fricción en la interface de 30° fue asignado a los segmentos horizontales para reflejar el desplazamiento entre geobloques EPS. La superficie de falla escalonada puede viajar horizontalmente a lo largo de las juntas entre geobloques EPS adyacentes (Modo II) o continuar a la base del geobloque EPS y viajar a lo largo de la interface suelo de fundación/EPS (Modo III).

El factor de seguridad para el modo de falla II es una función de la profundidad en la cual la superficie de falla viaja a lo largo de la junta horizontal entre columnas de geobloques EPS adyacentes. El análisis conducido muestra que el factor de seguridad disminuye mientras el modo de falla II se extiende más a profundidad entre los geobloques EPS. como resultado, el modo de falla II es similar al modo III con la única diferencia que siendo el modo III se extiende a la interface de suelo de fundación/EPS y el ángulo de fricción aplicable en la interface a lo largo de la

porción horizontal de la superficie de falla es controlado por la resistencia interface suelo de fundación/EPS o por el tipo de geosintético, incluso por algún suelo usado entre los geobloques EPS (si ese fuera el caso) y el suelo de fundación en vez de la simple resistencia en la interface EPS/EPS.

4.21.11 PROPIEDADES DEL MATERIAL

Los parámetros de ingreso, esto es, el peso unitario y la resistencia al corte, usados en el análisis de estabilidad interna del terraplén se presentan en la tabla 4.21.11.1. Se puede observar que los parámetros de resistencia al corte de Mohr-Coulomb fueron usados para representar la resistencia al corte del suelo cobertor y las interfaces de geobloques EPS. El suelo cobertor es modelado con un ángulo de fricción efectivo de esfuerzo de 28° , debido a que se prevé que el suelo cobertor no estará saturado todo el tiempo y por tanto no experimentara una falla sin drenar. Basado en la prueba de resistencia al corte, el valor de la resistencia al corte en la interface EPS/EPS de 30° puede ser usado para el análisis sísmico interno y no tiene que ser ajustado para cargas sísmicas. Esta conclusión es avalada además por los resultados de las tablas de pruebas sísmicas sobre interfaces geosintéticas que muestran que la resistencia sísmica de las interfaces de geosintéticos es al menos tan grande como la resistencia de interface estática. El ángulo de fricción en la interface EPS/EPS tiene un rango de 24° (geobloque EPS/geotextil) a 52° (geobloque EPS/geomembrana) para interfaces geobloque EPS/geosintético y es por eso que las gráficas de diseño fueron desarrolladas para un ángulo de fricción en la interface de

10 a 40° como se observa en la tabla 4.21.11.1. Las gráficas de diseño no se extienden a fricciones de interface mayores a 52 grados debido a que el análisis muestra que la estabilidad no es un problema con un ángulo de fricción mayor a 40°. A veces una capa de arena es ubicada entre el geotextil y el geobloque EPS en la base del terraplén y por tanto la interface geobloque EPS/geotextil no es tomada en cuenta en el análisis. En este caso, una resistencia en la interface geobloque EPS/arena debe ser usada y puede ser medida usando pruebas de corte directo (ASTM D 5321) para obtener un ángulo de fricción representativo para el uso de gráficas de diseño.

En resumen, para el análisis de estabilidad interna realizado para este estudio, fue usado un ángulo de esfuerzo efectivo de 28° para el suelo cobertor y un ángulo de fricción en interface de 30° fue usado para la interface EPS/EPS en todos los análisis. Sólo en la interface sistema de pavimento/geobloque EPS y suelo de fundación/EPS variaron entre 10 y 40°.

Tabla 4.21.11.1 PARÁMETROS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD INTERNA SISMICA DEL TERRAPLÉN.

4.21.12 LOCALIZACIÓN DEL MODO DE FALLA CRÍTICA

La localización del modo de falla crítica I, II o III para una geometría es determinada en función de tres ángulos de fricción usados para modelar esos modos de falla. Los modos de falla dependen de del ángulo de fricción en la interface entre

el sistema de pavimento/EPS, EPS/EPS y suelo de fundación/EPS o geosintético/EPS, respectivamente. El efecto del ángulo de fricción en la interface en la superficie de falla crítica es ilustrado en la figura 4.21.12.1, el cual presenta el factor de seguridad sísmico para 6 líneas de tráfico, de 12.2m de altura para tres coeficientes sísmicos horizontales de 0.05, 0.10 y 0.20, usados en la sección de estabilidad externa. Se puede ver que para un coeficiente sísmico de 0.05, en el modo de falla I (falla en la interface sistema de pavimento/EPS), es crítico para un ángulo de fricción $\leq 15-20$ grados. Para ángulos de fricción entre 15 y 30 grados, en el modo de falla III (falla en la interface suelo de fundación/EPS), es crítica la falla. Para ángulos de fricción de interface mayores a 30 grados, el modo de falla 2 (falla a lo largo del terraplén en la interface EPS/EPS), es crítico. Entonces, el modo de falla interna o crítico variará dependiendo del valor de diseño del ángulo de fricción interna. Como resultado, las relaciones del factor de seguridad sísmico presentadas a continuación en las gráficas de diseño, para modos de falla II y III son combinados debido a que el modo de falla III es crítico hasta con un ángulo de fricción de 30 grados. Para ángulos de fricción de interface mayores a 30 grados, el modo de falla II controla debido a que el ángulo de fricción para la interface EPS/EPS es 30° .

El efecto del ángulo de fricción de interface en el factor de seguridad sísmico es importante, porque si el ángulo de fricción se incrementa en la interface, una interface diferente puede llegar a ser crítica y debe reforzarse para llegar al factor de seguridad requerido. Por ejemplo, si el ángulo de fricción de interface para el modo de falla I se incrementa de 10 a 15° , para un coeficiente sísmico horizontal de 0.2, el factor de seguridad sísmico incrementa aproximadamente la unidad para mayorar el valor requerido de 1.2 (observar figura 4.21.12.1). Sin embargo, si el ángulo de

fricción de interface para el modo de falla II o III es 10° , esas interfaces exhibirán un factor de seguridad sísmico por debajo de 1.2 y será crítico. Esto puede requerir que el ángulo de fricción de interface se incremente para el modo de falla III, pero probablemente no para el modo de falla II, debido a que el ángulo de fricción en la interface EPS/EPS usualmente excede de 10° como se menciona anteriormente.

Figura 4.21.12.1 EFECTO DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN EN LA INTERFACE Y TALUD DE INCLINACIÓN SOBRE EL FACTOR DE SEGURIDAD SÍSMICO, PARA UN TERRAPLÉN TRAPEZOIDAL CON GEOBLOQUES EPS DE UNA ALTURA DE 12.2m PARA 6 LÍNEAS DE TRÁFICO Y UN ANCHO TOTAL DE CARRETERA DE 34m.

4.21.13 GRÁFICAS DE DISEÑO

En la figura 4.21.12.1 también se ilustra la sensibilidad del factor de seguridad interno sísmico con respecto a la inclinación del talud. Para todos los taludes considerados (2H:1V, 3H:1V y 4H:1V), el factor de seguridad sísmico interno para el modo de falla I no está en función de la inclinación, debido a que el análisis solo involucra el desplazamiento del bloque a lo largo del plano horizontal en la interface del sistema de pavimento/EPS. Para modos de falla II y III la inclinación, el factor de seguridad interno sísmico no es una influencia significativa especialmente con coeficientes sísmicos de 0.1 a 0.2. Además, la más grande variación del factor de seguridad sísmico ocurre con valores como $k_h=0.05$, con factores de seguridad aproximadamente 8, lo cual está muy encima del valor requerido de 1.2.

Consecuentemente la gráfica de diseño está basada en la inclinación más crítica 2H:1V y por eso la gráfica de diseño es independiente de la inclinación de los taludes de terraplén.

La figura 4.21.13.1 ilustra la sensibilidad del factor de seguridad interno sísmico con la altura de 12.2m de relleno EPS con inclinaciones de 2H:1V. Se puede ver que el modo de falla crítico otra vez está en función del ángulo de fricción con el modo de falla I controlando con bajos valores de ángulos de fricción de interface y el modo II controlando con altos valores de ángulo de fricción de interface. También se puede ver que el ancho de carretera no influye significativamente al factor de seguridad sísmica especialmente con coeficientes sísmico horizontales de 0.1 a 0.2. Para el coeficiente sísmico horizontal de 0.05, se puede ver que el factor interno de seguridad interno sísmico es influenciado por la diferencia de anchos de 2 a 6 líneas de tráfico (11 a 34m respectivamente) siendo el de 2 líneas de tráfico levemente más crítico que el de 6. Sin embargo, el factor de seguridad sísmico varía aproximadamente de 7 a 8, lo cual está muy por encima del valor requerido de 1.2 y por eso no controla el diseño del terraplén. Por consecuencia la gráfica de diseño está basada en la inclinación más crítica de 2H:1V y el ancho de 11m para dos líneas de tráfico.

Figura 4.21.13.1 EFECTO DEL ANCHO DE CARRETERA SOBRE EL FACTOR DE SEGURIDAD SÍSMICO PARA UNA ALTURA DE 12.2m Y UNA INCLINACIÓN 2H:1V PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES EPS.

La figura 4.21.13.2 ilustra el estudio de sensibilidad final usado para desarrollar las gráficas de diseño, el cual involucra el efecto de la altura del terraplén sobre el factor de seguridad sísmico. Los estudios de sensibilidad en las figuras 4.21.13.1 y 4.21.13.2, se basan en una altura de 12.2m de relleno de geobloque EPS con una inclinación de 2H:1V y 2 líneas de tráfico. Se puede observar que la altura del terraplén no incluye significativamente al factor de seguridad sísmico especialmente con un coeficiente sísmico horizontal de 0.1 y 0.2. Para coeficiente sísmico horizontal de 0.05, se puede ver que el factor de seguridad es influenciado por la diferencia de alturas de 3.1m a 12.2m, sin embargo, el factor de seguridad varía de 7 a 9.5 aproximadamente, lo cual está muy por encima del valor requerido de 1.2 y debido a esto no controla el diseño del terraplén. Por consecuencia, la gráfica de diseño está basada en la inclinación más crítica de 2H:1V y un ancho de carretera de 11m para 2 líneas de tráfico. Además, las relaciones para modos de falla II y III en la gráfica de diseño representan la altura de terraplén crítico el cual varía de 3.1m para ángulos de fricción en interface menores a 20° , hasta 12.2 para ángulos de fricción en interface mayores o iguales a 20° . La diferencia en el factor de seguridad sísmico entre alturas de 3.1m a 12.2m es pequeña, es por eso que la gráfica de diseño puede ser usada para cualquier terraplén entre 3.1m y 12.2m de altura.

Figura 4.21.13.2 EFECTO DE LA ALTURA DEL TERRAPLÉN SOBRE EL FACTOR DE SEGURIDAD SISMICO PARA TERAPLENES TRAPEZOIDALES CON UNA INCLINACIÓN DE 2H:1V PARA 2 LÍNEAS DE TRÁFICO.

La gráfica de diseño de estabilidad interna sísmica en la figura 4.21.13.3 presenta el factor de seguridad sísmica para cada coeficiente sísmico como función del ángulo de fricción de interface. De igual forma como se menciona anteriormente, la gráfica de diseño fue desarrollada para geometrías críticas con una altura de 3.1m a 12.2m, inclinaciones de 2H:1V, 3H:1V y 4H:1V, y anchos de 11m, 23m y 34m. Se puede observar que el terraplén exhibirá un factor de seguridad sísmico aceptable si el mínimo ángulo de fricción en la interface excede a 15° aproximadamente. Sin embargo, un aspecto importante a tomar en cuenta de la figura 4.21.13.3 es presentar el diseño de estabilidad interno más efectivo y menos costoso, seleccionando el menor ángulo de fricción en la interface, que resulte en un factor de seguridad mayor o igual a 1.2. Por ejemplo, un geotextil liviano puede seleccionarse para la interface suelo de fundación/EPS, debido a que la interface solamente necesita exhibir un ángulo de fricción mayor a 10°, lo cual hace que no se requiera de conectores mecánicos entre geobloques EPS para la estabilidad interna, debido a que el ángulo de fricción para la interface EPS/EPS es de 30° aproximadamente. En resumen, la estabilidad interna sísmica aparentemente será controlada por la resistencia al corte de la interface sistema de pavimento/EPS.

Figura 4.21.13.3 GRÁFICA DE DISEÑO PARA LA ESTABILIDAD INTERNA SÍSMICA DE TERRAPLENES TRAPEZOIDALES.

4.21.14 PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN

Los procedimientos de remediación que pueden ser usados para incrementar el factor de seguridad contra la inestabilidad interna sísmica son disminuir el espesor del sistema de pavimento, usando materiales con menor peso unitario, y otra forma es incrementando la resistencia en la interface sistema de pavimento/EPS y geosintético/EPS o también en la parte inferior de la interface suelo/EPS, y posiblemente usando conectores mecánicos par incrementar la resistencia entre geobloques EPS.

Figura 4.21.14.1 VALORES MÍNIMOS PERMITIDOS DE ESFUERZOS LÍMITES ELÁSTICOS Y MÓDULOS DE YOUNG PARA EL MATERIAL DESIGNADO PROPUESTO POR LA AASHTO.

4.21.15 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

El procedimiento para evaluar la capacidad de carga del EPS como parte de la estabilidad interna se describe en los siguientes pasos:

1. Estimación de cargas de tráfico.
2. Adicionar el impacto permisible de las cargas de tráfico.
3. Estimación de esfuerzos de tráfico en la parte superior de los geobloques EPS.
4. Estimación de los esfuerzos de gravedad en la parte superior de los geobloques EPS.

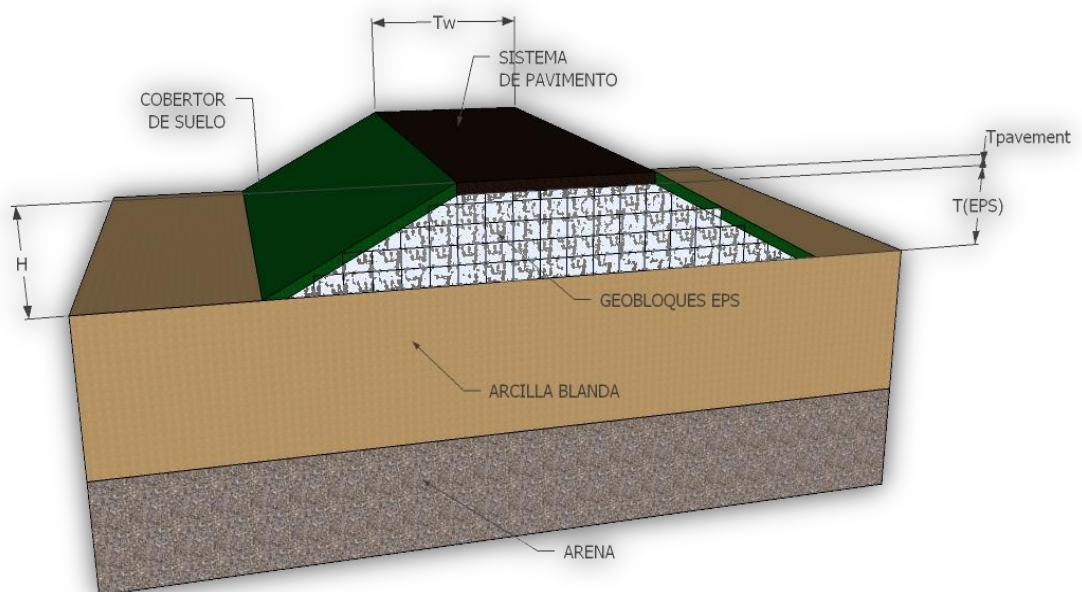
5. Cálculo total de esfuerzos en la parte superior de los geobloques EPS.
6. Determinación del esfuerzo límite elástico mínimo requerido para los geobloques EPS bajo el sistema de pavimento.
7. Selección del bloque EPS apropiado para satisfacer los esfuerzos límites elásticos bajo el sistema de pavimento (EPS50, EPS70 ó EPS100).
8. Selección preliminar del tipo de sistema de pavimento y determinar si una capa de separación es requerida.
9. Estimación de esfuerzos de tráfico con varias profundidades utilizando los geobloques EPS.
10. Estimación de esfuerzos de gravedad con varias profundidades utilizando los geobloques EPS.
11. Cálculo total de esfuerzos con varias profundidades utilizando los geobloques EPS.
12. Determinar el esfuerzo límite elástico mínimo requerido en varias profundidades.
13. Selección del geobloque EPS apropiado para satisfacer los esfuerzos elásticos límite requeridos del EPS con varias profundidades en el terraplén

El procedimiento de diseño de capacidad de carga puede ser dividido en dos partes. La parte uno consiste del paso 1 al paso 8, y se enfoca en determinar los esfuerzos de carga de tráfico y gravedad aplicados por el sistema de pavimento en la parte superior de los geobloques EPS y en la selección del tipo de EPS usados directamente debajo del pavimento. La parte dos consiste del paso 9 al 13, y determina de los esfuerzos de carga de tráfico y gravedad aplicados a varias

profundidades dentro del relleno de geobloques EPS y selección del geobloque EPS apropiado para su uso en dichas profundidades dentro del terraplén.

El procedimiento básico de diseño contra la falla de capacidad de carga es calcular el esfuerzo máximo vertical en varios niveles dentro de la masa de EPS (usualmente siendo más crítica la interface sistema de pavimento/EPS), y la selección del bloque EPS que exhiba un esfuerzo límite elástico que sea mayor que el calculado o requerido en la profundidad considerada.

4.22 DISEÑO DE TERRAPLÉN



Esta sección presenta el ejemplo que ilustra el diseño de un terraplén relleno con geobloques EPS, basado en los principios que se discuten en los análisis de estabilidad interna y externa de terraplén descritos anteriormente, en cada paso se detalla el cálculo con la respectiva ecuación y gráfica de diseño que aparecen en las secciones anteriormente.

Los 16 pasos necesarios para el diseño de describen a continuación:

PASO 1 – INVESTIGACIÓN DE FONDO

➤ Requerimientos geométricos:

Nº CARRILES :	2
ANCHO /CARRIL :	3.70 m
Nº ACERAS :	2
ANCHO ACERAS :	1.80 m
Nº PARTERRE :	0
ANCHO PARTERRE :	1.00 m

ANCHO TOTAL SUPERFICIE DE TERRAPLEN, Tw: 11.00 m

PENDIENTE :	3.0	Horizontal
	1.0	Vertical
Θ :	18.44 °	

ALTURA TERRAPLEN, H : 5.00 m
Bw : 41 m

➤ Condiciones de sitio:

SITUADO EN : MUISNE, ESMERALDAS

Su :	15 kPa
γ_{sat} :	18 kN/m ³
e ₀ :	1.4
C _c :	0.35
C _r :	0.04
OCR :	1 σ'_p/σ'_{vo}
t :	20
t _p :	15 años
C _{α} /C _c :	0.04
Y :	10 m
Acumulación de agua :	a 1 solo lado
Nivel de acumulación de agua a 100 años :	1.00 m (estimado)
γ_{agua} :	9.81 kN/m ³

➤ Requerimientos de diseño:

- El asentamiento máximo permisible es de 400 mm durante 20 años de vida útil.
- Se usa una aceleración horizontal pico para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años para evaluar la estabilidad sísmica.
- Se usa las cargas estándar de la normativa AASHTO H 20-44, para estimar cargas vivas provenientes del tráfico para cálculos de capacidad de carga.
- Se selecciona de manera preliminar un sistema de pavimento flexible basado en una fiabilidad del 75%.
- El terraplén para carretera propuesto se diseñara para un bajo volumen de tráfico con un nivel estimado de 300.000 cargas equivalentes a un solo eje (ESAL).

Años de vida de servicio :	20 años
Asentamiento max. permitido :	400 mm
Evaluación sísmica :	50 años
Probabilidad de excedencia :	10%
Normativa de cargas vivas (tráfico) :	AASHTO H20-44
Sistema de pavimento :	Flexible
Fiabilidad :	75%
Volúmen de tráfico :	Bajo
Nivel estimado de tráfico :	300000
equivalentes a una carga de eje (ESAL)	

PASO 2 – SELECCIÓN PRELIMINAR DEL TIPO DE EPS Y DEL SISTEMA DE PAVIMENTO

➤ Tipo de EPS preliminar:

- Se empezará con EPS50 (densidad seca = 20 Kg/m^3 , equivalente a un peso unitario seco, $\gamma_{\text{EPSseco}} = 0.20 \text{ kN/m}^3$)
- De la sección de cargas de diseño, se asume un peso unitario saturado, $\gamma_{\text{EPSsat}} = 1 \text{ kN/m}^3$, para tomar en cuenta el potencial de absorción de agua

➤ Diseño preliminar del sistema de pavimento:

- De la sección de cargas de diseño, se asume un espesor de pavimento, $T_{\text{pavimento}} = 610 \text{ mm}$
- De la sección de cargas de diseño, se asume un peso unitario global del sistema de pavimento, $\gamma_{\text{pavimento}} = 20 \text{ kN/m}^3$, para tomar en cuenta el potencial de absorción de agua

Nº geobloque EPS :	EPS50	(50-100)
Densidad seca EPS :	20 kg/m ³	
Peso unitario seco EPS, γ_{EPSseco} :	0.20 kN/m ³	
Peso unitario saturado EPS, γ_{EPSsat} :	1.00 kN/m ³	

Espesor de pavimento, $T_{pavimento}$: 610 mm
Peso unitario global pavimento, $\gamma_{pavimento}$: 20 kN/m³

PASO 3 – DETERMINAR EL ARREGLO PRELIMINAR DE LA MASA DE RELLENO

- Se empieza el proceso de diseño y consiste en un solo bloque de EPS y suelo cobertor a los lados del terraplén
- Espesor de EPS, $T_{EPS} = H - T_{pavimento}$; $T_{EPS} = 5\text{m} - 0.6\text{m} = 4.4\text{ m}$
- De la sección de suelo cobertor de terraplén, se asume un peso unitario húmedo total del suelo $\gamma_{cobertor} = 18.8\text{ kN/m}^3$ y un espesor $T_{cobertor} = 400\text{ mm}$

Espesor del EPS, T_{eps} : 4.39 m
Peso unitario suelo cobertor, γ_{cober} : 18.8 kN/m³
Espesor suelo cobertor, T_{cober} : 0.40 m

PASO 4 – ANÁLISIS DEL ASENTAMIENTO DEL SUELO DE FUNDACIÓN

➤ De la figura de terraplén propuesto tendrá las siguientes dimensiones geométricas:

- $a = H * \frac{\text{variación de talud en dirección horizontal}}{\text{variación de talus en dirección vertical}}$
- $b = \frac{T_W}{2}$

- Dividir la arcilla blanda en 10 subcapas:
 - Cada capa será de: $\frac{\text{espesor del estrato de suelo blando}}{10}$

- Determinar la magnitud de asentamiento y en el borde del terraplén. Entonces, determinar la variación en el esfuerzo vertical efectivo $\Delta\sigma'_z$ de cada capa de suelo en el centro y borde del terraplén. Se realizará un cálculo detallado para la capa 5.

- Determinar el incremento total del esfuerzo vertical en el centro del terraplén, $\Delta\sigma_{Z@centro}$, en la mitad de la altura de la capa 5.
 - Determinar $\Delta\sigma_z$ causado por la zona 1
 - De la ecuación 4.6.2.4:

$$q_{fill} = \gamma_{EPSsat} * T_{EPS}$$

Notar que para cálculos de asentamiento se ha usado γ_{EPSsat} para expresar γ_{EPS}

- De la ecuación 4.6.2.4:

$$q_{pavimento} = \gamma_{pavimento} * T_{pavimento}$$

- De la ecuación 4.6.2.3:

$$q_I = q_{fill} * q_{pavimento}$$

- De la sección 4.6.2, ecuación 4.6.2.2:

$$\alpha = 2 * \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$$

- De la ecuación 4.6.2.1:

$$\Delta\sigma_{z_I} = \frac{q_I}{\pi} (\alpha + \text{sen}\alpha)$$

➤ Determinar $\Delta\sigma_Z$ causado por la zona 2:

- $q_{cover} = \gamma_{cover} * \frac{T_{cover}}{\cos\theta}$
- $q_{II} = q_{fill} + q_{cover}$
- $\delta = \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$
- $\alpha = \arctan\left(\frac{a+b}{z}\right)$
- $\Delta\sigma_{Z_{III}} = \frac{q_{III}}{2\pi} \left[\frac{X}{0.5*a} \alpha - \sin 2\delta \right]$

➤ Determinar el aumento total de la tensión vertical en el centro del terraplén

$\Delta\sigma_{Z@center}$:

- $\Delta\sigma_{Z@center} = \Delta\sigma_{Z_I} + (2 * \Delta\sigma_{Z_{II}})$

➤ Determinar el aumento total de la tensión vertical en el borde del terraplén

$\Delta\sigma_{Z@edge}$, a la mitad de la altura de la capa 5.

○ Determinar $\Delta\sigma_Z$ causada por la zona II:

- $\delta = \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$
- $\Delta\sigma_{Z_{II}} = \frac{q_{II}}{2\pi} (\sin 2\delta)$
- $\alpha = \arctan\left(\frac{a+2b}{z}\right)$
- $\Delta\sigma_{Z_{II}} = \frac{q_{II}}{2\pi} \left[\frac{X}{0.5*a} \alpha - \sin 2\delta \right]$

○ Determinar $\Delta\sigma_Z$ causada por la zona I:

- $\delta = \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$
- $\alpha = \arctan\left(\frac{a+2b}{z}\right)$
- $\Delta\sigma_{Z_I} = \frac{q_I}{2\pi} [\alpha + \sin\alpha * \cos(\alpha + 2\delta)]$

- Determinar el aumento total de la tensión vertical en el borde del terraplén:
- $\Delta\sigma_{Z@edge} = \Delta\sigma_{Z_I} + \Delta\sigma_{Z_{II}} + \Delta\sigma_{Z_{III}}$
- Determinar la tensión geostática vertical efectiva insitu efectiva en la mitad de la altura de cada subcapa. Esta es la tensión efectiva vertical de pre construcción, σ'_{vo} , para la capa 5:
- $\sigma'_{vo} = \gamma_{sat} - \gamma_w * Z$
- Determinar la tensión efectiva vertical, post-construcción, a media altura de cada subcapa σ'_{vf} , para la capa 5 :
- En el centro del terraplén:
- $\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_Z = \Delta\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_{Z@center}$
- Al borde del terraplén:
- $\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_Z = \Delta\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_{Z@center}$
- Determinar el asentamiento debido a la consolidación de la arcilla blanda, S_p , en la capa 5:
- $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} = 1$, por lo tanto
- $\sigma'_p = 1 * \sigma'_{vo}$
- En el centro del terraplén $OCR = 1$, por lo tanto se determina S_p :
- $S_{p_5} = \frac{c_c}{1+e_0} * L_0 * \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}$
- En el borde del terraplén $OCR = 1$, por lo tanto se determina S_p para la capa 5:
- $S_{p_5} = \frac{c_c}{1+e_0} * L_0 * \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}$
- Determinar asentamiento debido a la compresión secundaria:

- $\frac{C_a}{C_c} = 0.04$ $C_c = 0.035$ $e_o = 1.7$ $t_p = 15$ años $L_0 = 15$ m
- Para taludes de carretera, el tiempo crítico para la obtención de estimaciones de solución es típicamente la vida del sistema de pavimento. Un asentamiento máximo de 400 mm durante una duración de 20 años es permitido como parte de los requisitos de diseño para este terraplén. Por lo tanto, el uso $t = 20$ años.
- $$S_s = \frac{\left(\frac{C_a}{C_c}\right) * C_c}{1 + e_o} * L_0 * \log \frac{t}{t_p}$$
- Puesto que la consolidación secundaria es una función del tiempo y no de tensión efectiva, la magnitud de consolidación secundaria será la mismo tanto en el centro como borde del terraplén.
- Determinar el asentamiento total debido a la consolidación y compresión secundaria del suelo de fundación de arcilla blanda
 - En el centro del terraplén:
 - $S_{total} = S_p + S_s$
 - En el borde del terraplén:
 - $S_{total} = S_p + S_s$
 - Los asentamientos a largo plazo debido a deformación vertical (creep) es insignificante, debido a las propiedades del geobloque EPS, que presenta una deformación inmediata menor que al 1%.

a : 15 m

b : 5.50 m

*Dividir el espesor de la arcilla blanda en 10 sub-capas :

subcapa : 1.50 m

*Determinar el incremento total en el esfuerzo vertical en el centro del terraplén, $\Delta\sigma_Z@centro$, en la mitad de la capa 5 :

qfill : 4.39 kPa

qpavimento : 12.20 kPa

qI : 16.59 kPa

z : 6.75 m

a : 1.367 rad

$\Delta\sigma_{ZI}$: 12.39 kPa

*Determinar $\Delta\sigma_Z$ causado por la zona II :

qcober : 8.17 kPa

qII : 12.6 kPa

δ_{II} : 0.684 rad

α_{II} : 0.569 rad

σ_{ZII} : 1.15 kPa

*Determinar $\Delta\sigma_Z@centro$:

$\Delta\sigma_Z@centro$: 14.69 kPa

*Determinar $\Delta\sigma_Z@borde$ en la sub-capas 5 :

δ_{borde} : 1.148 rad

$\Delta\sigma_{ZII}$: 1.497 kPa

*Determinar $\Delta\sigma_Z$ causada por la zona III :

$$\begin{aligned}\delta_{III} &: 1.317 \text{ rad} \\ \alpha_{III} &: 0.091 \text{ rad} \\ \Delta\sigma_{ZIII} &: 0.020 \text{ kPa} \\ & * \text{ Notar que } q_{III} = q_{II}\end{aligned}$$

*Determinar $\Delta\sigma_Z$ causada por la zona I :

$$\begin{aligned}\delta_I &: 1.148 \text{ rad} \\ \alpha_I &: 0.169 \text{ rad} \\ \Delta\sigma_{ZI} &: 0.20 \text{ kPa}\end{aligned}$$

*Determinar $\Delta\sigma_Z$ de borde total :

$$\Delta\sigma_Z @ \text{borde} : 1.716 \text{ kPa}$$

*Determinar el esfuerzo geostático efectivo insitu, a la mitad de cada sub-capas :

Al centro del terraplén :

$$\begin{aligned}\sigma'_{vo} &: 41.78 \text{ kPa} \\ \sigma'_{vf} &: 56.48 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Al borde del terraplén :

$$\begin{aligned}\sigma'_{vo} &: 41.78 \text{ kPa} \\ \sigma'_{vf} &: 43.50 \text{ kPa}\end{aligned}$$

*Determinar el asentamiento debido a la consolidación de la arcilla blanda, S_p (Sub-capas 5) :

Al centro del terraplén :

$$\begin{aligned}\text{OCR} &: 1 \\ \sigma'_p &: 41.78 \text{ kPa} \\ S_{p5} &: 25.4 \text{ mm}\end{aligned}$$

Al borde del terraplén :

$$S_{p5} : 3.40 \text{ mm}$$

➤ A continuación se presentan las tablas que resumen los asentamientos al centro y al borde del terraplén:

Tabla 1 ASENTAMIENTOS TOTALES EN EL CENTRO DEL TERRAPLÉN

N° Capa	Espesor de subcapa	z	a	I			II			III			$\Delta\sigma Z@centro$	σ'_{vo}	σ'_{vf}	σ'_{p}	Sp
				$\Delta\sigma ZI$	δ	α	$\Delta\sigma ZII$	δ	α	$\Delta\sigma ZIII$							
1	1.50	0.75	2.87	16.57	1.435	0.099	0.01	1.542	0.01	0.00	16.59	4.64	21.24	4.64	128.4		
2	1.50	2.25	2.36	16.19	1.182	0.279	0.12	1.484	0.03	0.00	16.43	13.93	30.36	13.93	65.8		
3	1.50	3.75	1.94	15.19	0.972	0.417	0.42	1.428	0.05	0.00	16.03	23.21	39.24	23.21	44.3		
4	1.50	5.25	1.62	13.82	0.809	0.511	0.8	1.372	0.07	0.01	15.42	32.50	47.91	32.50	32.8		
5	1.50	6.75	1.37	12.39	0.684	0.569	1.15	1.317	0.09	0.02	14.69	41.78	56.48	41.78	25.4		
6	1.50	8.25	1.18	11.08	0.588	0.600	1.43	1.264	0.11	0.04	13.94	51.07	65.01	51.07	20.4		
7	1.50	9.75	1.03	9.94	0.514	0.613	1.64	1.212	0.13	0.05	13.22	60.35	73.58	60.35	16.7		
8	1.50	11.25	0.91	8.97	0.455	0.614	1.78	1.162	0.14	0.08	12.53	69.64	82.17	69.64	14.0		
9	1.50	12.75	0.81	8.14	0.407	0.607	1.86	1.115	0.15	0.11	11.86	78.92	90.78	78.92	11.8		
10	1.50	14.25	0.74	7.44	0.368	0.595	1.91	1.069	0.17	0.14	11.26	88.21	99.47	88.21	10.1		
													Sp total en el centro : 369.8 mm				

Tabla 2 ASENTAMIENTOS TOTALES EN EL BORDE DEL TERRAPLÉN

N° Capa	Espesor de subcapa	z	a	I			II		III			$\Delta\sigma Z@borde$	σ'_{vo}	σ'_{vf}	σ'_{p}	Sp
				δ	α	$\Delta\sigma ZI$	δ	$\Delta\sigma ZII$	δ	α	$\Delta\sigma ZIII$					
1	1.50	0.75	2.87	1.521	0.021	0.00	1.521	0.20	1.542	0.01	0.00	0.20	4.64	4.84	4.64	3.56
2	1.50	2.25	2.36	1.422	0.063	0.01	1.422	0.59	1.484	0.03	0.00	0.60	13.93	14.52	13.93	3.54
3	1.50	3.75	1.94	1.326	0.102	0.04	1.326	0.94	1.428	0.05	0.00	0.98	23.21	24.19	23.21	3.50
4	1.50	5.25	1.62	1.234	0.137	0.10	1.234	1.25	1.372	0.07	0.01	1.36	32.50	33.86	32.50	3.46
5	1.50	6.75	1.37	1.148	0.169	0.20	1.148	1.50	1.317	0.09	0.02	1.72	41.78	43.50	41.78	3.40
6	1.50	8.25	1.18	1.068	0.196	0.33	1.068	1.69	1.264	0.11	0.04	2.05	51.07	53.12	51.07	3.33
7	1.50	9.75	1.03	0.994	0.218	0.47	0.994	1.83	1.212	0.13	0.05	2.35	60.35	62.70	60.35	3.23
8	1.50	11.25	0.91	0.927	0.235	0.63	0.927	1.92	1.162	0.14	0.08	2.63	69.64	72.27	69.64	3.13
9	1.50	12.75	0.81	0.866	0.249	0.79	0.866	1.97	1.115	0.15	0.11	2.88	78.92	81.80	78.92	3.02
10	1.50	14.25	0.74	0.811	0.258	0.95	0.811	2.00	1.069	0.17	0.14	3.09	88.21	91.30	88.21	2.91
													Sp total en el borde : 33.1 mm			

*Determinar el asentamiento debido a la compresión secundaria del suelo de fundación :

$$S_s : 9.7 \text{ mm}$$

*Determinar el asentamiento total :

Al centro del terraplén :

$$S_{total} : 379.5 \text{ mm}$$

cumple, no sobrepasa el asentamiento máximo

Al borde del terraplén :

$$S_{total} : 42.8 \text{ mm}$$

cumple, no sobrepasa el asentamiento máximo

* El análisis realizado con un relleno de un relleno enteramente de material granular, dio como resultado un asentamiento total en el centro de 1113mm y un asentamiento total en el borde de 214mm. Lo cual sobrepasa el asentamiento máximo permitido de 400mm. Lo cual indicaría que el diseño debería realizarse con un relleno de EPS o a su vez una combinación de EPS con material granular.

* El asentamiento a largo plazo por el efecto Creep es imperceptible, debido a las propiedades del geobloque EPS, que presenta una deformación inmediata menor al 1%

PASO 5 – CAPACIDAD DE CARGA

➤ Determinar el esfuerzo normal aplicado por el sistema de pavimento en la parte superior de la terraplén, $\sigma_{n_{pavimento}}$:

- $\sigma_{n_{pavimento}} = q_{pavimento}$ (Determinado en el paso 4)

➤ Determinar el esfuerzo normal generado por el tráfico en la parte superior de la terraplén:

- $\sigma_{n_{tráfico}} = \gamma_{soil\ fill} * 0.61m$

- $\gamma_{soil\ fill} = 18.9\ kN/m^3$ (estimado)

➤ $T_w = 11\ m$, $\gamma_{EPS} = 1\ kN/m^3$, el mínimo necesario para la resistencia a la cizalladura para satisfacer a un factor de seguridad de 3 es:

- $$S_u = \frac{3}{5} \left\{ \left[\frac{(\sigma_{n\ pavimento} + \sigma_{n\ tráfico}) * T_w}{T_w + T_{EPS}} \right] + \frac{(\gamma_{EPS} * T_{EPS})}{2} \right\}$$

*Determinar el esfuerzo normal aplicado por el sistema de pavimento en la parte superior del terraplén, $\sigma_{n\ pavimento}$:

$\sigma_{n, pavimento} : 12.2\ kPa$

*Determinar el esfuerzo normal aplicado por el tráfico en la parte superior del terraplén :

$\gamma_{suelo\ de\ relleno} : 18.9\ kN/m^3$
 $h\ suelo\ sobrecarga : 0.61\ m$
 $\sigma_{n, tráfico} : 11.5\ kN/m^2$

*Determinar S_u requerido y comparar con S_u del suelo de fundación, con un factor de seguridad de 3 :

S_u requerido : 11.49 kPa
 S_u suelo : 15 kPa

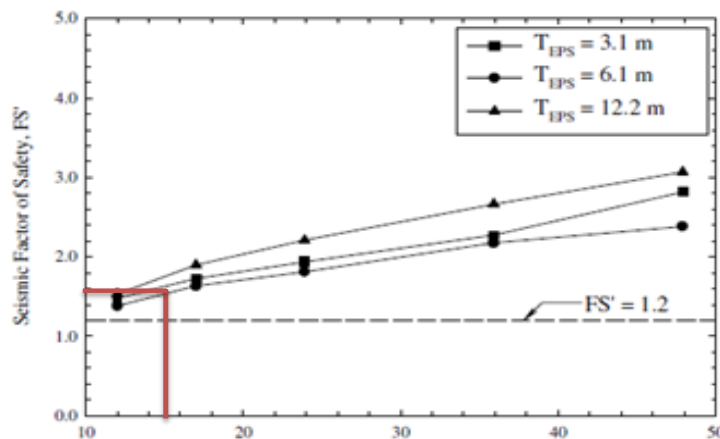
cumple, no sobrepasa el S_u del suelo

PASO 6 – ESTABILIDAD EXTERNA DEL TALUD

➤ Determinar el factor de seguridad externo estático de estabilidad de taludes.

Para un ancho de la vía de 11 m.

○ Para $S_u = 15$ kPa, en la figura indica que el factor de seguridad es superior a 1.5 para ambos $T_{EPS} = 3.1$ m y $T_{EPS} = 6,1$ m. Por lo tanto para $T_{EPS} = 4.4$ m, el factor de seguridad se excede al requerido de 1.5.



FS ($S_u=15.0$ kPa) : 1.6

cumple, sobrepasa FS mínimo de 1.2

* Figura que representa el FS de acuerdo a la resistencia cortante del suelo de fundación y la altura del relleno geobloque EPS, en un rango de alturas de 3.1m a 12.2m
* Entre mas angosta la carretera, (menor T_w), mayor holgura se tiene en el FS del mismo.

PASO 7 – ESTABILIDAD EXTERNA SÍSMICA

➤ Como se muestra en los requisitos de diseño de la Etapa 1, un 10 por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años se requiere para este ejemplo.

➤ Seleccionar una aceleración máxima horizontal de lecho de roca, a_{rock} , con una probabilidad del 10 por ciento de excedencia en 50 años. Desde el zip USGS código de peligro movimiento telúrico en la página web del USGS⁶

- $a_{\text{rock}} = 0.4g$ Muisne, Esmeraldas

➤ Estimar la aceleración de la superficie del suelo. Esta es la aceleración en la base del terraplén, a_{base} . Debido a que el suelo de la cimentación consta de arcilla blanda,

- $a_{\text{base}} = 0.4g$

➤ Estimar la aceleración en la parte superior del terraplén, a_{emb} . Como se presenta en la estabilidad externa sísmica de la sección trapezoidal de terraplenes, se puede suponer que los geobloques se comportan como un suelo no cohesivo profundo. La figura. 5,17 puede ser para estimar a_{emb} de a_{base} .

- $a_{\text{emb}} = 0.30g$

➤ Estimar la aceleración en el centro de gravedad de la masa deslizante tal como se determina a partir de la superficie de falla crítica estática, si una superficie de falla circular es utilizado para el análisis de estabilidad estática externa, el centro de gravedad de la masa deslizante es normalmente se encuentra cerca del centro o media altura de la masa deslizante. Para un análisis preliminar, la aceleración en la base del terraplén se puede utilizar para análisis de estabilidad externa sísmica si el sitio tiene un suelo blando y la aceleración base ha sido corregida para la amplificación a través del suelo blando.

⁶ www.USGS.gov

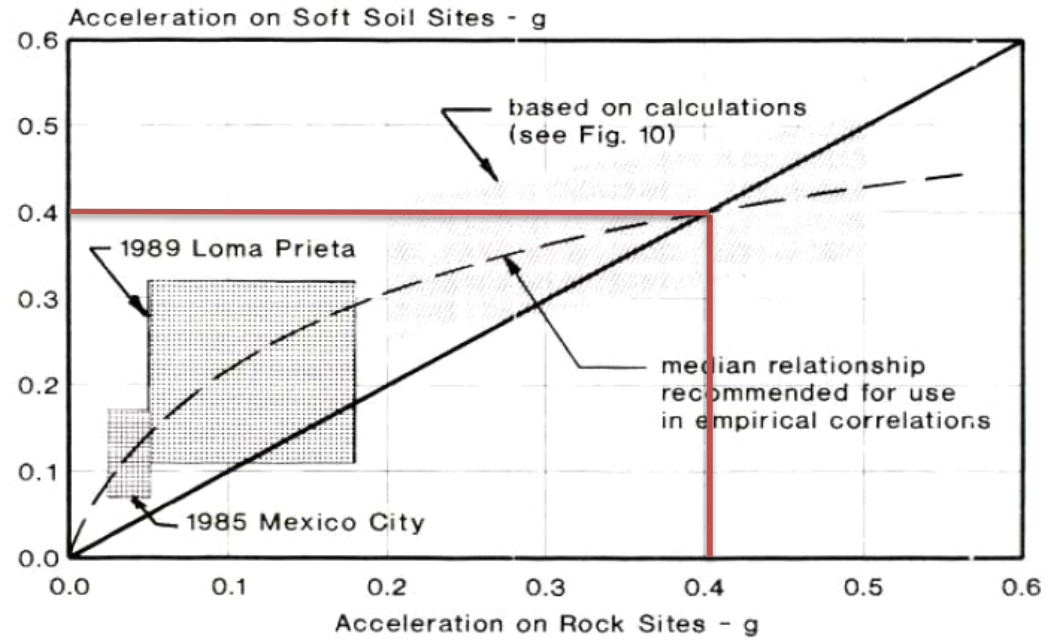
➤ Estimar el coeficiente sísmico horizontal, k_h , en el centro de gravedad de la masa deslizante. Como se ha indicado anteriormente, la aceleración en la base del terraplén puede ser utilizada para proporcionar una estimación conservadora del coeficiente sísmico horizontal, k_h , para diseño preliminar.

- $$K_h = \frac{a_{base}}{g}$$

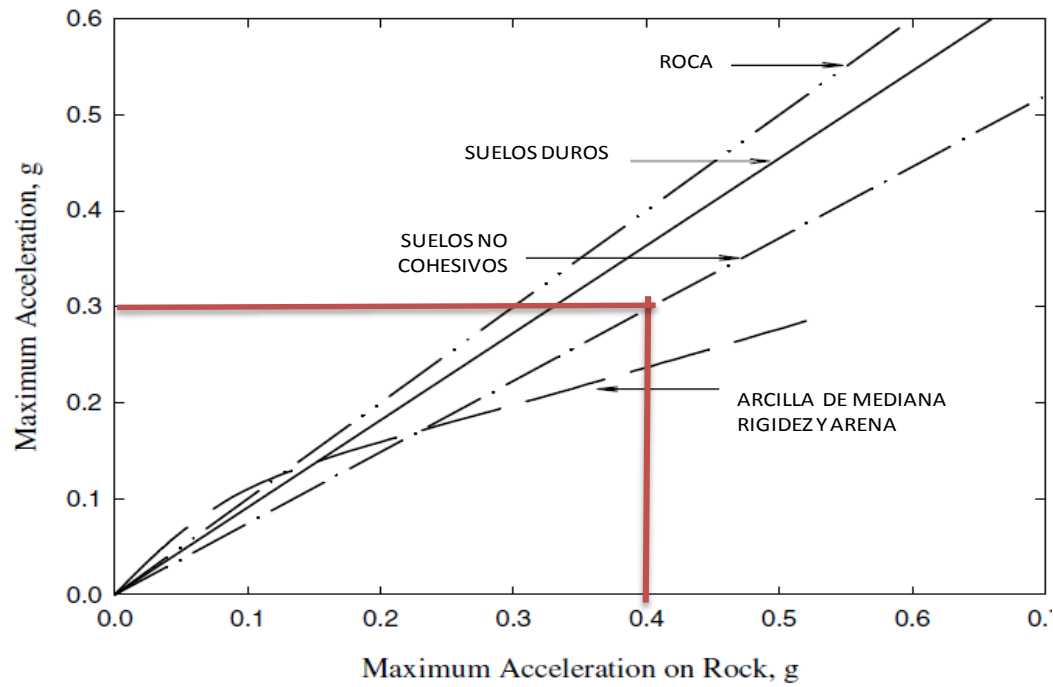
➤ Determinar el factor de seguridad pseudo-estático, FS' , en la superficie de falla crítica estática y garantizar que se excede 1.2. Para un terraplén con un ancho superior de 11m y un $k_h = 0.4$, un terraplén 3H:1V, $S_u = 15$ kPa y $T_{EPS} = 4.4$ m, proporciona un $FS = 1.5$ para un $k_h = 0.1$ y un $FS = 1.1$ para un $k_h = 0.4$. Por lo tanto, aproximadamente el factor de seguridad es de 1.5, se llega al FS' requerido.

aceleración máximo de lecho rocoso : 0.4 g

Figura 4.10.2.4
RELACIÓN DE
ACELERACIÓN EN
EL LECHO ROCOSO
DEL SITIO Y LA
ACELERACIÓN EN
LA SUPERFICIE DEL
SUELO DE
FUNDACIÓN.

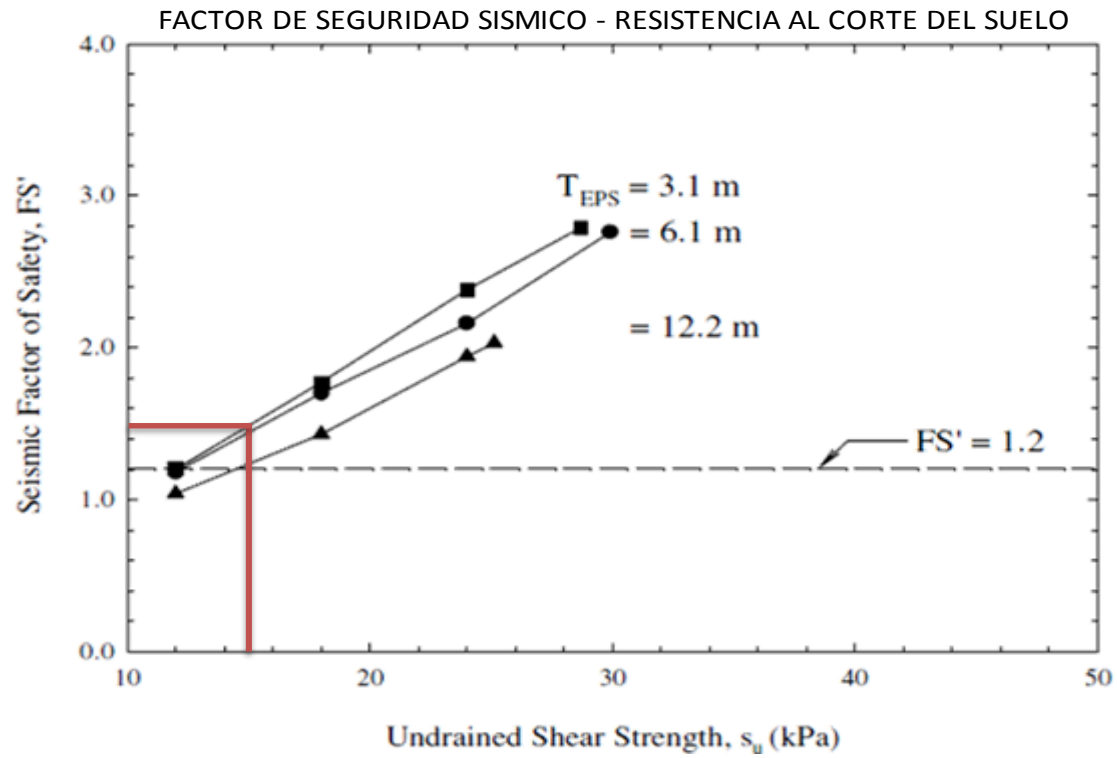


aceleración superficial (suelo blando) : 0.4 g



aceleración al tope superior del terraplén : 0.3 g
 kh : 0.4

* Figura que representa la aceleración en el tope superior del terraplén, se ingresa a la figura con la aceleración superficial del suelo de fundación y se interseca con la línea de suelos no cohesivos, debido a que al relevo de EPS se lo considera como no cohesivo por sus características mecánicas.



FS' : 1.5

cumple, sobrepasa FS mínimo de 1.2

PASO 8 – LEVANTAMIENTO HIDROSTÁTICO (FLOTACIÓN)

➤ Determinar el peso del geobloque EPS, W_{EPS} . Por simplicidad, supongamos que los bloques de EPS se extienden por toda la altura del terraplén, es decir, $T_{EPS} = H$. En un periodo de retorno de 100 años, el nivel de inundación de agua se espera que sea 1,12 m. Se prevé que el agua sólo se acumulará en un lado del terraplén.

- $$W_W = \frac{H(T_W+B_W)}{2} * \gamma_{EPS\ Dry}$$

➤ Determinar la componente vertical de peso de agua en la cara terraplén por encima de la base del terraplén en el lado del agua acumulada, W_w

- $$W_W = \frac{1}{2}(h + S_{total}) * \left(\frac{sh}{sv}(h + S_{total})\right) * \gamma_W$$

- donde sh: sv es el cambio de pendiente de horizontal a vertical del terraplén.

➤ Determine la sobrecarga adicional necesaria sobre bloques de EPS para obtener una factor de seguridad de 1.2, O_{REQ}

- $$O_{REQ} = \left[1.2 * \left(\frac{1}{2} * \gamma_W * (h + S_{total})\right) * B_W\right] - [(W_{EPS} + W_W)]$$

➤ Determinar si el sistema de pavimento y la cubierta del suelo proporcionan una fuerza suficiente de sobrecarga para resistir levantamiento hidrostático.

- Determinar el peso de la cobertura del suelo, W_{cover}

- $$W_{COVER} = \gamma_{COVER} * 2 * \left(\frac{T_{EPS}}{\sin \theta} * \frac{T_{COVER}}{\cos \theta}\right)$$

➤ Debido a que el cálculo de W_{EPS} se basa en la suposición de que el EPS bloques se extiende en toda la altura del terraplén, el peso de los EPS equivalente a la altura del sistema de pavimento debe ser restado del total de sobrecargar peso. Por lo tanto

- $O_{REQ} < (\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_W) - (\gamma_{EPS} * T_{PAVIMENTO} * T_W) + W_{COVER}$

*Determinar el peso del geobloque EPS, Weps. Por facilidad, se asume que los geobloques EPS se extienden en toda la altura del terraplén, Teps=H :

Teps : 5 m

Nivel de agua (100 años) : 1.12 m

*Con acumulación a ambos lados del terraplén

Weps : 26 kN/m de carretera

*Determinar el componente vertical de la acumulación del agua a un lado del terraplén :

Ww : 33.1 kN/m de carretera

Oreq (flotación) : 302.8 kN/m de carretera

*Determinar si el sistema de pavimento y suelo cobertor proporcionan una adecuada sobrecarga para resistir la flotación :

Wcober : 220.1 kN/m

*Como se asumió una altura total, H para el espesor del geobloque EPS, se debe remplazar el peso del espesor del pavimento y añadir el peso del mismo :

Wcober total : 352.9 kN/m

cumple, resiste fuerzas de flotación

PASO 9 – TRALACIÓN POR AGUA (EXTERNA)

➤ Determinar el menor ángulo fricción δ , entre el interfaz EPS/suelo de fundación, si se coloca material de separación entre el relleno de EPS y el suelo de la cimentación, la interfaz de fricción más baja entre las EPS/material de separación y la de material separación/base del suelo. El tipo de material de separación exacto, si se requiere, que por lo general no se conocerá hasta que comience la construcción. Cuatro casos posibles de la interfaz entre los bloques de EPS y el suelo de cimentación, que se considera en la presente memoria. Como se muestra la interfaz δ más baja y el más crítico es el 20 grados. Por lo tanto, $\delta = 20$ grados se utiliza en el análisis de la traslación debido al agua y traslación debido al viento en las etapas 9 y 10, respectivamente.

➤ Determinar la fuerza adicional necesaria de sobrecarga por encima de los bloques de EPS para obtener un factor de seguridad contra la traslación debido al agua de 1.2, O_{REQ} . De los valores de $W_{EPS} = 26$ kN/m de calzada y $P_D = 33,11$ kN/m de calzada determinado en el paso 8:

○ En el diseño práctico se indica la tabla donde se encuentran los valores de δ para diferentes tipos de materiales de separación.

$$\bullet \quad O_{REQ} = \frac{1.2 \left(\frac{1}{2} \right) (\gamma_W * (h + S_{TOTAL})^2)}{\tan \delta} + \left(\frac{1}{2} \left((h + S_{TOTAL}) * \gamma_W \right) * (B_W) \right) - W_{EPS} - W_W$$

○ Determine si el sistema de pavimento y el suelo cobertor proporcionarán una adecuada fuerza de sobrecarga para resistir la traslación debido al agua.

○ Determinar el peso del suelo cobertor, W_{COVER} . W_{COVER} se determinó que era 220,14 kN/m de calzada en el paso 8.

○ Debido a que el cálculo de W_{EPS} se basa en la suposición de que los bloques de EPS se extienden en toda la altura del terraplén, el peso de los EPS equivalente a la altura del sistema de pavimento debe ser restado del total de la sobrecarga. Tenga en cuenta que el lado derecho de la ecuación se determinó en el paso 8, que es 350,82 kN/m de calzada. Por lo tanto:

$$\bullet \quad O_{REQ} < (\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_W) - (\gamma_{EPS} * T_{PAVIMENTO} * T_W) + W_{COVER}$$

ÁNGULOS DE FRICCIÓN DE INTERFACES CON GEOBLOQUE EPS/SIST. PAVIMENTO

Case Number	Description of Interface	Potential Type of Interface Materials	Estimated δ (degrees)	Notes
1	EPS-block geofoam placed directly on the soil foundation.	EPS/clay	27	(1)
2	Sand placed between the EPS blocks and soil foundation to serve as both a stable construction platform and a leveling material.	EPS/sand	30	
		sand/clay	20	
3	Sand over a geotextile placed between the EPS blocks and soil foundation to serve as both a stable construction platform and leveling material.	EPS/sand	30	
		sand/ geotextile	26	(2)
		geotextile/clay	26	(3)
4	Geotextile placed between the EPS blocks and soil foundation.	EPS/geotextile	25	
		geotextile/clay	26	(3)

Notes: (1) A $\delta = 27^\circ$ was provided for EPS and general soil interfaces. The type of soil was not provided.

(2) A $\delta = 26^\circ$ was provided for a concrete sand with $\phi = 30^\circ$ and a nonwoven, heat bonded geotextile.

(3) δ based on test results between a Trevira 1155 nonwoven geotextile and a red, sandy silt with 50 to 60 percent passing the U.S. No. 200 sieve and a liquid limit and plasticity index of 50 and 10, respectively.

*Determinar la sobrecarga adicional requerida para un FS de 3 contra la traslación debido al agua de 1.2 :

δ (fricción de interface) : 20°

Oreq (traslación por agua) : 278.8 kN/m de carretera

*Como se asumió una altura total, H para el espesor del geobloque EPS, se debe reemplazar el peso del espesor del pavimento y añadir el peso del mismo :

Wcober total : 352.9 kN/m

cumple, resiste fuerzas de traslación

PASO 10 – TRALACIÓN DEBIDO AL VIENTO (EXTERNA)

➤ Determinar las presiones de barlovento y sotavento, P_U y P_D , respectivamente, a los lados del el terraplén.

- $P_U = 0.75 V^2 \sin \theta_u$

- $P_D = 0.75 V^2 \sin \theta_D$

➤ Determinar la fuerza contra el viento y la dirección del viento, R_u y R_D , respectivamente, en los lados del terraplén.

- $R_U = P_U * H$
- $R_D = P_D * H$

➤ Determine la fuerza adicional necesaria de sobrecarga por encima de los bloques de EPS para obtener un factor de seguridad contra la traslación debido al viento de 1,2, O_{REQ} . $W_{EPS} = 26$ kN/m de carretera determinado en el paso 8

- $$O_{REQ} = \frac{1.2*(R_U+R_D)}{\tan\delta} - W_{EPS}$$

➤ Determinar si el sistema de pavimento y el suelo cobertor proporcionan una fuerza de sobrecarga adecuada

- $O_{REQ} < (\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_W) - (\gamma_{EPS} * T_{PAVIMENTO} * T_W) + W_{COVER}$

v (viento) : 6.9 m/s
 pU : 11.29 kPa
 pD : 11.29 kPa
 RU : 56.46 kN/m
 RD : 56.46 kN/m

Oreq (traslación viento) : 346.3 kN/m de carretera

cumple, resiste fuerzas de viento

PASO 11 – TRASLACIÓN DEBIDO AL AGUA (INTERNA)

➤ Determinar los niveles dentro del terraplén que se usarán para analizar el potencial para la traslación debido al agua. El nivel de inundación de 100 años de agua es de 1,12 m. El espesor de los Bloques de EPS suelen oscilar entre 610 mm y 1.000 mm. Debido a la inundación de 100 años nivel de agua es mayor que el rango de espesor típico de bloques de EPS, la traslación debido al agua mecanismo de falla

deben ser evaluados. Comprobar el potencial de deslizamiento a $h = 0,37$ m por encima del terraplén y la interfaz con suelo de cimentación.

- Nivel de agua acumulada = $h + S_{total} = 0,37 \text{ m} + 0,38 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$

- Determinación de los nuevos parámetros geométricos

- $T_W = 11\text{m}$ sigue siendo el mismo

- $H = 5 \text{ m} - 0,75 \text{ m} = 4,25 \text{ m}$

- $B_W = T_W + \left[2 \left(\frac{sh}{sv} * H \right) \right]$

- Determinar el peso del bloque de EPS, W_{EPS} , por la altura del nuevo terraplén a analizar. Por simplicidad, supongamos que los bloques de EPS se extienden en toda la altura de la nueva altura del terraplén, es decir, $T_{EPS} = H$.

- $W_{EPS} = \frac{H(T_W+B_W)}{2} * \gamma_{EPS Dry}$

- Determinar la componente vertical del peso de agua en la cara terraplén por encima de la base del terraplén en el lado del agua acumulada, W_w .

- $W_W = \frac{1}{2} (h + S_{total}) * \left(\frac{sh}{sv} (h + S_{total}) \right) * \gamma_W$

- Supongamos que el ángulo de fricción de interfaz, δ , entre los bloques de EPS es de 30 grados. }

- Determinar la fuerza adicional necesaria de sobrecarga por encima de los bloques de EPS para obtener una factor de seguridad contra traslación debido al agua de 1,2, O_{REQ}

- $O_{REQ} = \frac{1.2 \left(\frac{1}{2} \right) (\gamma_W * (h + S_{TOTAL})^2)}{\tan \delta} + \left(\frac{1}{2} \left((h + S_{TOTAL}) * \gamma_W \right) * (B_W) \right) - W_{EPS} - W_W$

➤ Determinar si el sistema de pavimento y el suelo cobertor proporcionan una fuerza de sobrecarga adecuada.

○ Determinar el peso del suelo cobertor, W_{cover} .

○ El espesor de EPS, $T_{EPS} = H - T_{pavement} = 4,25 \text{ m} - 0,6 \text{ m} = 3,65 \text{ m}$.

•
$$W_{COVER} = \gamma_{COVER} * 2 * \left(\frac{T_{EPS}}{\sin \theta} * \frac{T_{COVER}}{\cos \theta} \right)$$

➤ Debido a que el cálculo de W_{EPS} se basa en la suposición de que los bloques EPS se extienden en toda la altura del terraplén, el peso de los EPS equivalente a la altura del sistema de pavimento debe ser restado del total del peso la sobrecarga. Por lo tanto:

•
$$O_{REQ} < (\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_w) - (\gamma_{EPS} * T_{PAVIMENTO} * T_w) + W_{COVER}$$

Nivel de agua a analizar :	0.37 m
Nivel de agua acumulada :	0.75 m
H' :	4.25 m
Bw' :	36.5 m
Weps' :	20.2 kN/m de carretera
Ww' :	8.3 kN/m de carretera
δ (fricción EPS/EPS) :	60 °
Oreq (traslación por agua interna) :	107.7 kN/m de carretera
Teps' :	3.64 m
Wcober' :	182.5 kN/m de carretera

*Como se asumió una altura total, H para el espesor del geobloque EPS, se debe reemplazar el peso del espesor del pavimento y añadir el peso del mismo :

Wcober' total : 315.4 kN/m

cumple, resiste fuerzas de traslación

PASO 12 – TRALACIÓN DEBIDO AL VIENTO (INTERNA)

➤ Determinar los niveles dentro del terraplén que se usarán para analizar el potencial para la traslación debido al viento. Determinar el potencial de deslizamiento a media altura del terraplén.

- $H = \frac{1}{2} * 5 \text{ m} = 2,5 \text{ m}$

- $T = 11 \text{ m}$ (sigue siendo el mismo)

- $B_W = T_W + \left[2 \left(\frac{sh}{sv} * H \right) \right]$

➤ Determinar las presiones de barlovento y sotavento, P_U y P_D , respectivamente, a los lados del el terraplén.

- $P_U = 0.75 V^2 \sin \theta_u$

- $P_D = 0.75 V^2 \sin \theta_D$

➤ Determinar la fuerza contra el viento y la dirección del viento, R_u y R_D , respectivamente, en los lados del terraplén.

- $R_U = P_U * H$

- $R_D = P_D * H$

➤ Determinar el peso de los geobloques EPS, W_{EPS} , para la altura del nuevo terraplén a ser analizado. Por simplicidad, supongamos que los bloques de EPS se extienden en toda la nueva altura del terraplén, es decir, $T_{EPS} = H$.

- $W_{EPS} = \frac{H(T_W + B_W)}{2} * \gamma_{EPS Dry}$

➤ Determinar el peso de la cobertura del suelo, W_{cover} .

El espesor de EPS, $T_{EPS} = H - T_{pavement} = 2,5 \text{ m} - 0,6 \text{ m} = 1,9 \text{ m}$

- $W_{COVER} = \gamma_{COVER} * 2 * \left(\frac{T_{EPS}}{\sin \theta} * \frac{T_{COVER}}{\cos \theta} \right)$

➤ Determine la fuerza adicional necesaria de sobrecarga por encima de los bloques de EPS para obtener una factor de seguridad contra la traslación debido al viento de 1,2, O_{REQ} . $W_{EPS} = 26 \text{ kN/m}$ de carretera determinado en el paso 8

- $$O_{REQ} = \frac{1.2*(R_U+R_D)}{\tan\delta} - W_{EPS}$$

➤ Determinar si el sistema de pavimento y el suelo cobertor proporcionan una fuerza de sobrecarga adecuada

- $$O_{REQ} < (\gamma_{PAVIMENTO} * T_{PAVIMENTO} * T_W) - (\gamma_{EPS} * T_{PAVIMENTO} * T_W) + W_{COVER}$$

H'' :	2.5 m
Bw'' :	26 m
pU' :	11.29 kPa
pD' :	11.29 kPa
RU' :	28.23 kN/m
RD' :	28.23 kN/m
Weps'' :	9.25 kN/m de carretera
Oreq (traslación por viento) :	29.87 kN/m de carretera
Teps'' :	1.9 m
Wcober'' :	94.75 kN/m de carretera

*Como se asumió una altura total, H para el espesor del geobloque EPS, se debe remplazar el peso del espesor del pavimento y añadir el peso del mismo :

$$W_{cober''} \text{ total} : 227.6 \text{ kN/m}$$

cumple, resiste fuerzas de traslación

PASO 13 – ESTABILIDAD SÍSMICA (INTERNA)

➤ Identificar el ángulo de fricción crítico δ , para cada uno de los tres modos de falla, que se describieron anteriormente

➤ Estimar el coeficiente sísmico horizontal, k_h , en el centro de gravedad de la masa deslizando de cada modo de falla.

Modo I: El centro de gravedad a lo largo de la altura de la masa deslizando corresponde a aproximadamente la mitad de la altura del sistema de pavimento

- $Z_{center} = \frac{1}{2} * T_{pavement}$

- $K_h = \frac{a_{base}}{g}$

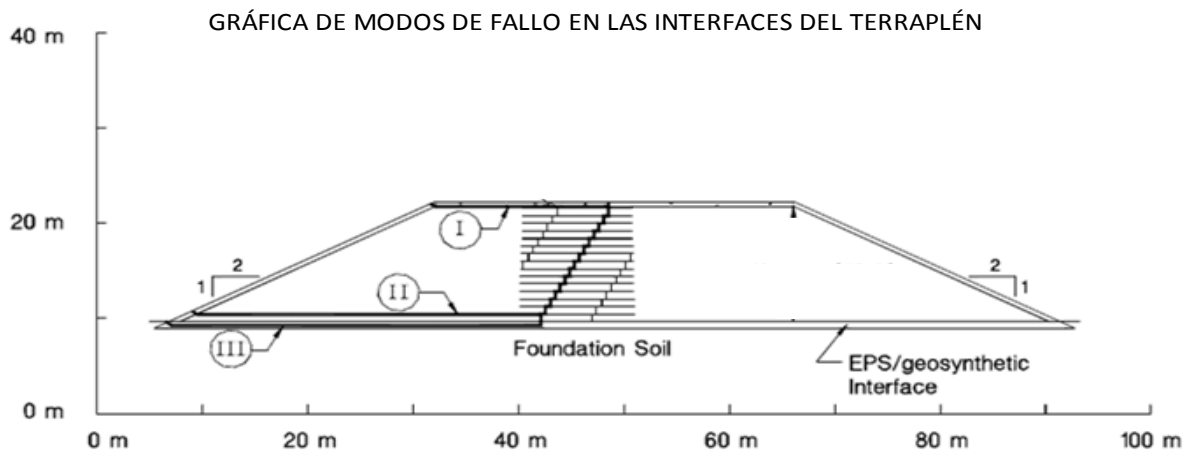
➤ Modo II: Basado en la suposición de que la parte inferior de la superficie de falla se encuentra cerca de la base del terraplén, el centro de gravedad a lo largo de la altura de la masa deslizante, Z_{center} , es aproximadamente:

- $$Z_{center} = \frac{(\bar{Z}_{pavement} * \gamma_{pavement}) + (\bar{Z}_{EPS} * \gamma_{EPS})}{\gamma_{pavement} + \gamma_{EPS}}$$

➤ Modo III: El coeficiente horizontal sísmico en el centro de gravedad estará similar a la del modo II, es decir, $k_h = 0,4$, debido a que la superficie de falla para el modo III está cerca de la base del terraplén como en el Modo II.

➤ Determinar el factor de seguridad de pseudo-estático contra la estabilidad sísmica interna FS', y asegurar que exceda 1,2.

*Identificar el ángulo de fricción de interface crítica, δ para cada uno de los 3 modos de falla, con la tabla anexada a continuación: :



ÁNGULOS DE FRICCIÓN EN INTERFACES EPS/SISTEMA DE PAVIMENTO

Case Number	Description of Interface	Potential Type of Interface Materials	Estimated δ (degrees)
1	Pavement system placed directly on the EPS blocks	Crushed stone or sand/EPS	30
2	Geotextile placed between the pavement system and the EPS blocks	crushed stone or sand/geotextile	26
		geotextile/EPS	25
3	Concrete separation layer placed between the pavement system and the EPS blocks	crushed stone or sand/concrete	29
		concrete/EPS	66
4	Geomembrane placed between the pavement system and EPS blocks	crushed stone or sand/geomembrane	25
		geomembrane/EPS	52

MODO DE FALLA	δ	
I	25 °	ángulo de fricción sistema de pavimento/EPS
II	30 °	deslizamiento a lo largo de la interface EPS/EPS
III	20 °	ángulo de fricción EPS/suelo de fundación

*Estimar el coeficiente sismico horizontal, kh, en le centro de gravedad de la masa deslizando de cada modo de falla :

*El centro de gravedad a lo largo de la altura de la masa deslizando, corresponde aproximadamente a la mitad del sistema de pavimento :

Para el Modo I :

$$\begin{aligned} Z_{\text{centro(I)}} &: 0.305 \text{ m} \\ kh \text{ I} &: 0.3 \end{aligned}$$

*Basado en la suposición de que la base de la superficie de falla está localizada cerca de la base del terraplén :

Para el Modo II :

$$\begin{aligned} H(\text{eps II}) &: 5.61 \text{ m} \\ Z_{\text{centro(II)}} &: 0.424 \text{ m} \\ kh \text{ II} &: 0.3 \end{aligned}$$

*Para el modo de falla III el coeficiente sismico en el centro de gravedad será similar al del modo II, debido a que la superficie de falla del modo III esta cerca a la base del terraplén como el modo II :

Para el Modo III :

$$\begin{aligned} H(\text{eps III}) &: 5.61 \text{ m} \\ Z_{\text{centro(III)}} &: 0.424 \text{ m} \\ kh \text{ III} &: 0.3 \end{aligned}$$

* Determinar el FS' con la siguiente fórmula (Ecuación 5.5.2.1) : $FS' = \frac{\tan \phi}{k_n}$

MODO DE FALLA	FS'	
I	8.56	ok, cumple con $FS' \geq 1.2$
II	1.92	ok, cumple con $FS' \geq 1.2$
III	1.21	ok, cumple con $FS' \geq 1.2$

PASO 14 – CAPACIDAD DE CARGA

- Estimar las cargas de tráfico.
- Añadir cargas de impacto a las carga de tráfico
- Estimar la carga de tráfico en el tope de los bloques de EPS
- Considere un pavimento de asfalto de hormigón con y sin una capa de separación de hormigón. Tener en cuenta también un espesor de asfalto de 76 y 178 mm para el diseño preliminar.
- Determinar si los esfuerzos verticales aplicados por superposición del conjunto, por lo tanto se utilizará la capa de asfalto de 76mm de espesor.
- Determinar un área de carga equivalente rectangular

$$L' = \sqrt{\frac{Area}{0.5227}}$$

- Determinación de la tensión que se superpone entre los dos conjuntos de neumáticos dobles.
- Determinar si las tensiones que se superponen entre un juego de doble neumático interior y un exterior.
- Estimación de los esfuerzos de gravedad producidos en el tope de los bloques de EPS.

$$\sigma_{DL} = T_{pavement} * \gamma_{pavement}$$

- Cálculo del esfuerzo vertical total en el tope de los bloques de EPS.

$$\sigma_{total} = \sigma_{LL} + \sigma_{DL}$$

- Determinar el mínimo esfuerzo límite elástico requerido para el EPS bajo el sistema de pavimento
- Usar un factor de seguridad, FS = 1.2

- Seleccionar los bloques de EPS adecuados para satisfacer el esfuerzo límite elástico requerido para colocar debajo del sistema de pavimento.
- Seleccionar el tipo de sistema de pavimento preliminar y determinar si se requiere una capa de separación.
- Estimar las cargas de tráfico a varias profundidades dentro de los bloques de EPS.
- Estimar las tensiones gravitatorias a varias profundidades dentro de los bloques de EPS.

$$q_t = q_{\text{pavement}} = \gamma_{\text{pavement}} * T_{\text{pavement}}$$

- Calcular las tensiones totales a diferentes profundidades dentro de los bloques de EPS.

$$\sigma_{\text{total}} = \sigma_{\text{ZLL}} + \sigma_{\text{DL}}$$

- Determinar el mínimo esfuerzo límite elástico requerido para varias profundidades dentro de los bloques de EPS.

$$\sigma_e \geq \sigma_{\text{total}} * 1.2$$

- Seleccionar el bloque EPS adecuado para satisfacer el esfuerzo límite elástico requerido a distintas profundidades dentro de los bloques de EPS.

14.1 ESTIMACIÓN DE CARGAS VEHICULARES

Norma : AASHTO H20-44

Carga sobre el eje trasero : 106.8 kN

Carga por juego dual, LLd : 53.4 kN

14.2 ADICIÓN DE IMPACTO PERMITIDO A LAS CARGAS DE TRÁFICO

Usamos la siguiente ecuación : $Q_d = LL_d \cdot (1 + I)$

I : 0.3 (Coeficiente de impacto=0.3)

Q_d : 69.4 kN

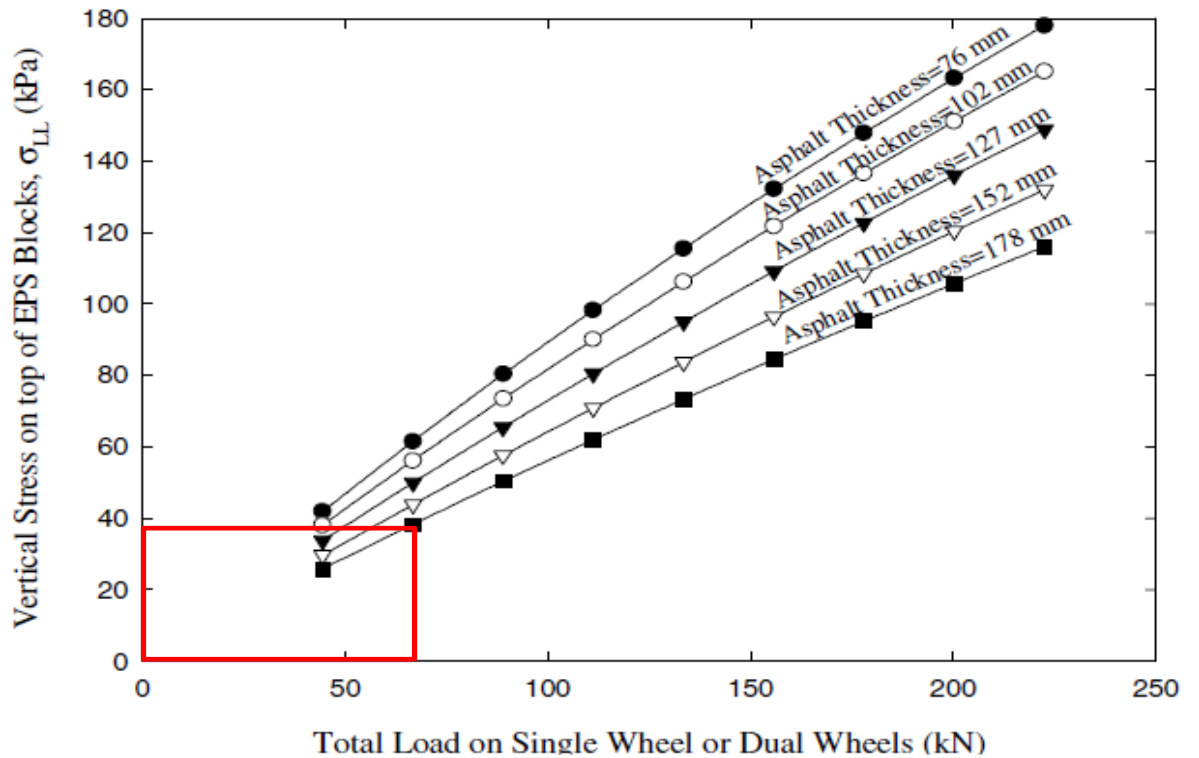
14.3 ESTIMACIÓN DE ESFUERZOS POR CARGAS VEHICULARES EN LA PARTE SUPERIOR DEL EPS

*Determinar el esfuerzo vertical debido a cargas de tráfico, tomando en cuenta un espesor de 76 o 178mm de espesor para el prediseño :

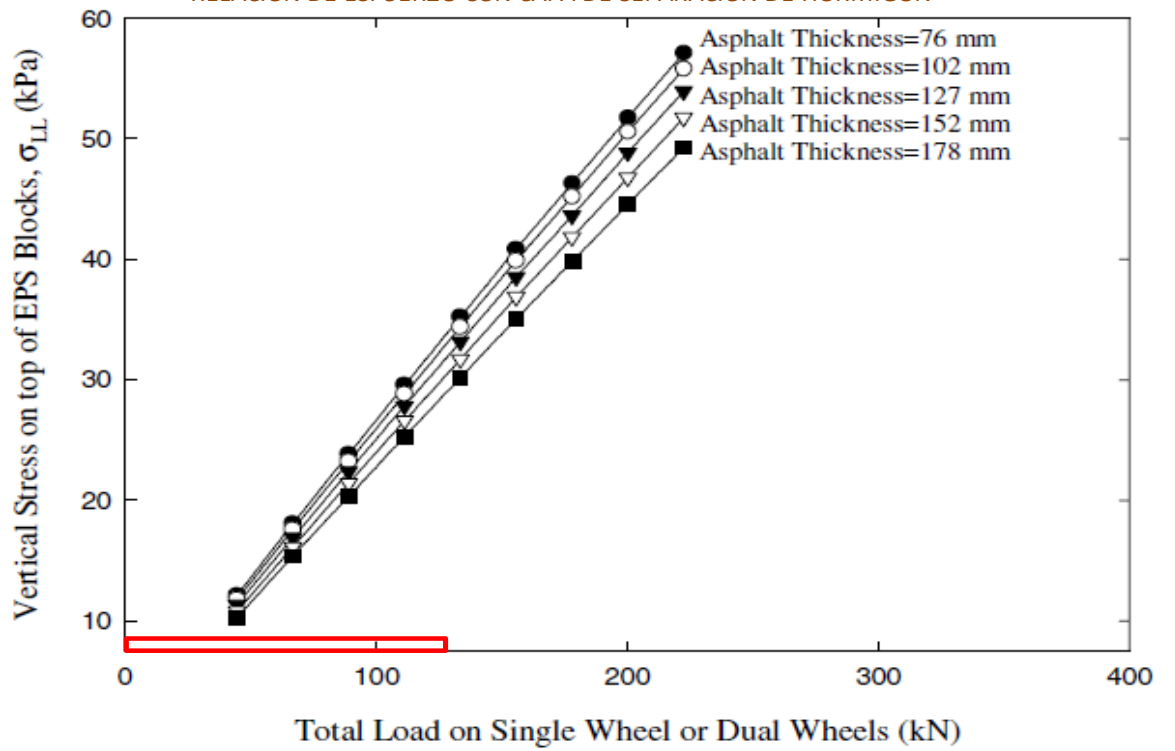
e (capa de asfalto) : 76 mm

capa de hormigón de separación : 0 mm

RELACIÓN DE ESFUERZO SIN CAPA DE SEPARACIÓN DE HORMIGÓN

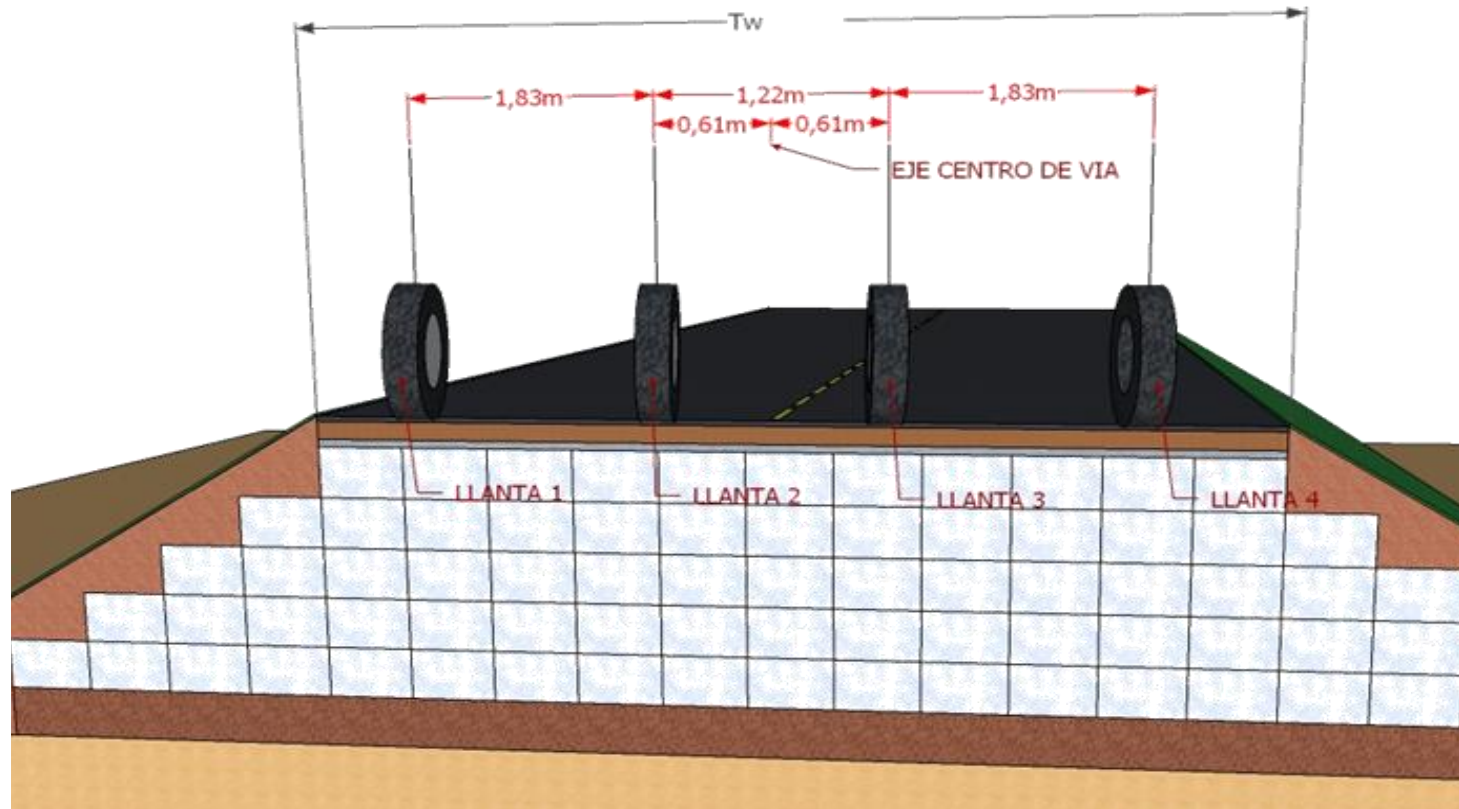


RELACIÓN DE ESFUERZO CON CAPA DE SEPARACIÓN DE HORMIGÓN



σ_{LL} : 39 kN

*Determinar si el esfuerzo aplicado se sobrepone entre las dos llantas del juego interior como se muestra en la figura (2 -3), debido a que son las mas cercanas y se superpondran primero :



* Llanta (1, 2, 3, 4) : sistema dual

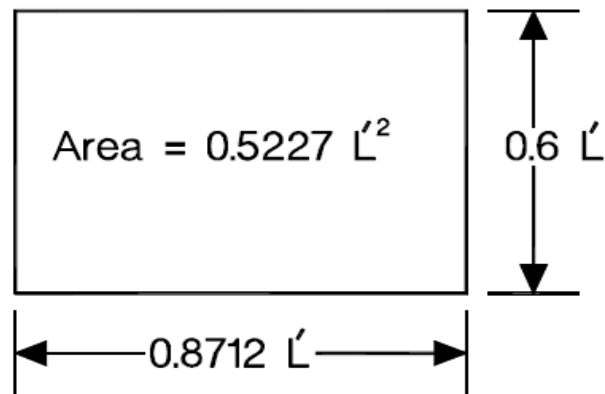
AREA DE CONTACTO CIRCULAR

$$A_{cd} = Q_d / \sigma_{LL}$$

$A_{cd} : 1.78 \text{ m}^2$

CARGA EQUIVALENTE RECTANGULAR

figura para transformar un area circular en una equivalente rectangular



$$L' = (A_{cd} / 0.5227)^{0.5}$$

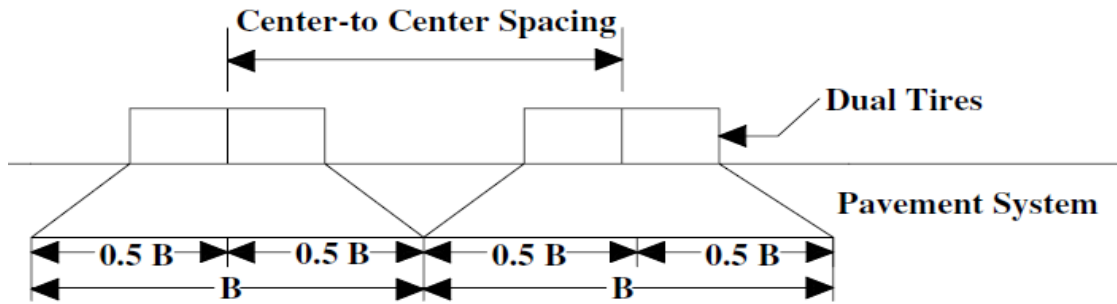
$L' : 1.85 \text{ m}$

$L : 1.61 \text{ m}$

$B : 1.11 \text{ m}$

Espacio centro-centro llanta : 1.22 m

(ancho del area equivalente rectangular de un juego de llantas duales)



El esfuerzo NO se traslapa o superpone

Traslape : 0.00 m

Ancho rectangular combinado : no hace falta

Area rectangular combinada : 0 m²

Carga combinada de 2 juegos duales : 138.8 kN

Esfuerzo combinado : 0 kPa

B : 1.11 m

σ_{LL} (el mayor) : 39 kPa

*En ningun caso existe traslape de esfuerzos entre la llanta 1 y 2, debido a su amplio espacio

14.4 ESFUERZOS GRAVITACIONALES EN LA PARTE SUPERIOR DE LOS GEOBLOQUES EPS

T pavimento : 0.61 m

$\gamma_{pavimento}$: 20 kN/m³

Esfuerzos de gravedad (Carga muerta), σ_{DL} : 12.2 kPa

$\sigma_{DL} = T_{pavimento} * \gamma_{pavimento}$

14.5 CÁLCULO DEL ESFUERZO TOTAL SOBRE LOS BLOQUES EPS

σ_{total} : 51.2 kPa

14.6 MÍNIMO ESFUERZO ELÁSTICO DEL EPS BAJO EL SIST. DE PAVIMENTO

FS : 1.2

$\sigma_{elástico}$: 61.44 kPa

14.7 SELECCIÓN DEL EPS APROPIADO PARA SATISFACER EL ESF. ELÁSTICO MÍNIMO

*Con la figura 5.6.3.1 se puede escoger el geobloque EPS adecuado según sus propiedades mecánicas :

EPS a usar : EPS70

Material de Diseño	Densidad seca como un todo, kg/m ³	Densidad seca de la muestra, kg/m ³	Esfuerzo elástico límite, kPa	Módulo de Young tangente inicial, Mpa	Material de Diseño
EPS40	16	15	40	4	EPS40
EPS50	20	18	50	5	EPS50
EPS70	24	22	70	7	EPS70
EPS100	32	29	100	10	EPS100

14.8 SELECCIÓN DE UN SIST. DE PAVIMENTO PRELIMINAR Y DETERMINACIÓN DE LA NECESIDAD O NO DE UNA CAPA DE SEPARACIÓN

*El análisis de precios por m³ se encuentra resumido en la siguiente tabla, con datos obtenidos de obras reales y en el caso del EPS en Aislapol (Gye), para obtener la mejor eficiencia en el sistema y con el menor costo :

EFICIENCIA TÉCNICO ECONÓMICA DE DIFERENTES ARREGLOS DE PAVIMENTO :

EPS REQUERIDO	COSTO \$/m ³ para espesor de 610mm de pavimento	Sist. de pavimento y espesor del asfalto	Espesor de asfalto flexible (mm)	COSTO por m ³ \$/m ³	COSTO total pavimento \$/m ³	Capa de separación de hormigón	COSTO total losa de separación m ³ \$/m ³	COSTO total \$/m ³	Espesor Base granular (mm)	COSTO por m ³ \$/m ³	COSTO total m ³ \$/m ³	COSTO GLOBAL \$/m ³
EPS100	\$ 176.40	flexible	76	\$ 0.10	\$ 7.60	0	\$ 1.00	\$ 0.00	534	\$ 13.88	\$ 7.41	\$ 191.41
EPS70	\$ 147.00	flexible	178	\$ 0.10	\$ 17.80	0	\$ 1.00	\$ 0.00	432	\$ 13.88	\$ 6.00	\$ 170.80
EPS50	\$ 117.60	compuesto	76	\$ 0.10	\$ 7.60	102	\$ 1.00	\$ 102.00	432	\$ 13.88	\$ 6.00	\$ 233.20
EPS50	\$ 117.60	compuesto	178	\$ 0.10	\$ 17.80	102	\$ 1.00	\$ 102.00	330	\$ 13.88	\$ 4.58	\$ 241.98

* Como se explica anteriormente 1mm de losa, reemplaza 3mm de relleno granular (el espesor de losa puede variar de 100 a 150mm).

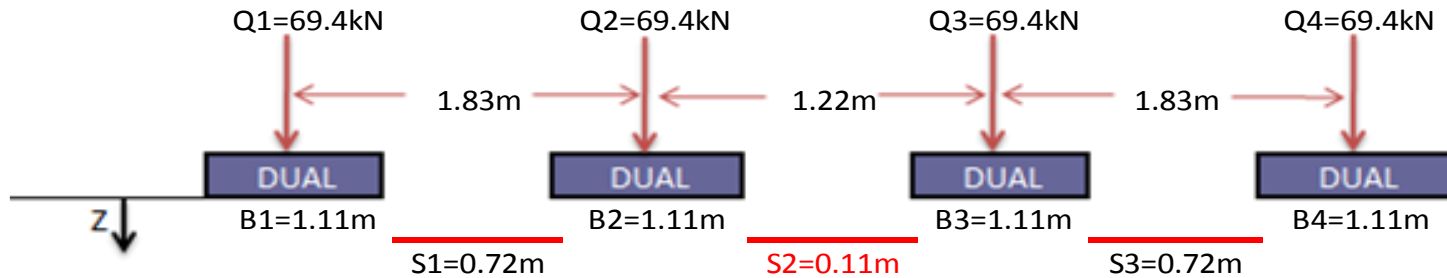
14.9 ESTIMACIÓN DE ESFUERZOS VEHICULARES A VARIAS PROFUNDIDADES DENTRO DE LOS BLOQUES EPS

* En la siguiente gráfica se muestra un resumen de valores obtenidos para cargas vehiculares según la AASHTO H20-44 con doble sistema de eje dual, obtenido en el paso 14.3 :

Espesor de asfalto : 178 mm
Espesor base granular : 432 mm
 σ_{LL} : 39 kN

Espesores mas eficientes y económicos
obtenidos en la tabla del paso 14.8

ESFUERZOS Y GEOMETRÍA OBTENIDOS (BASADO EN AASHTO H20-44)



* Determinar la profundidad dentro del EPS, donde ocurre el traslape de esfuerzos. Se usa el metodo de distribución de esfuerzos 1H:2V, donde Z (profundidad donde ocurre el traslape) es igual al espaciado S (espacio entre areas de carga adyacentes).

S1 : 0.72 m

S2 : 0.11 m

Z1 : 0.72 m

Z2 : 0.11 m

Zo : 0.11 m

Bcombinado : 2.44 m

Lcombinado : 1.72 m

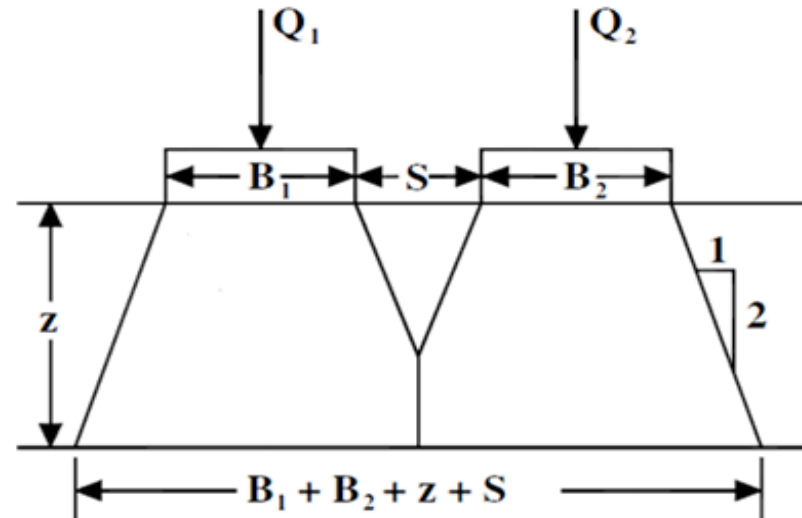
Qcombinado : 138.8 kN

$\sigma_{Z,LL}$ (zona de traslape, 2-3) : 33.07 kPa

$\sigma_{Z,LL}$ (1-4) : 33.04 kPa

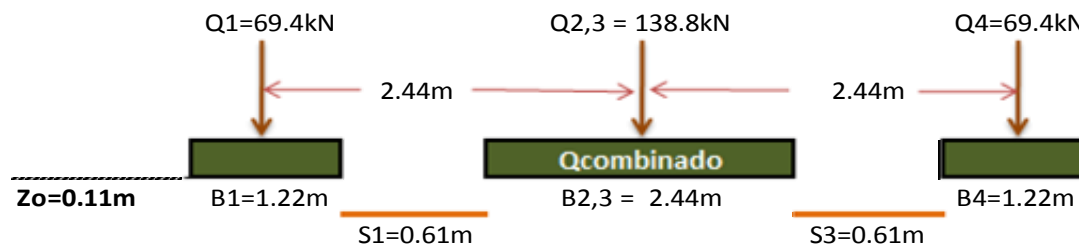
No hace falta analizarse

Analizar que el EPS soporte el esfuerzo traslapado



* Se debe asegurar que el esfuerzo traslapado no ocurre entre la nueva carga rectangular combinada y los juegos exteriores de sistemas duales

$Q_{2,3} : 138.8 \text{ kN}$
 $B_1=B_4 : 1.22 \text{ m}$
 $S_1=S_4 : 0.61 \text{ m}$
 $Z_o' : 0.72 \text{ m}$



* Estimar los esfuerzos por tráfico vehicular a una profundidad $Z=S$ (de Carga combinada)

$Z'' : 0.61 \text{ m}$
 $\sigma_{Z,LL}$ (zona de traslape) : 21.3 kPa
 $\sigma_{Z,LL}$ (de los dos sistemas duales) : 18.16 kPa

* Estimar los esfuerzos por tráfico vehicular a la profundidad Z_2 con el sistema combinado, para los dos sistemas duales (de Q_1 a Q_4)

$Z_o : 0.72 \text{ m}$
 $B_{\text{combinado}} : 6.71 \text{ m}$
 $L_{\text{combinado}} : 2.33 \text{ m}$
 $Q_{\text{combinado}} : 277.6 \text{ kN}$
 $\sigma_{Z,LL}$ (zona de traslape) : 17.76 kPa

TIPO DE EPS REQUERIDO PARA LOS ESFUERZOS TOTALES DE CARGA VIVA Y CARGA MUERTA, EN VARIAS PROFUNDIDADES.

COMBINACIÓN DUAL DE CARGAS DE NEUMÁTICOS	Q (kN)	Zo (m)	B (m)	L (m)	σ_{LL} (kPa)	σ_t (kPa)	a (m)	$\Delta\sigma_z$, DL pavimento (kPa)	σ_z , DL TOTAL (kPa)	σ TOTAL (kPa)	Límite elástico requerido (kPa)	TIPO DE EPS REQUERIDO
combinación 2-3	138.8	0.11	2.44	1.72	33.07	12.20	3.10	12.20	12.31	45.38	54.46	EPS70
1-4 simple	69.4	0.11	1.11	1.72	33.07	12.20	3.10	12.20	12.31	45.38	54.46	EPS70
combinación 2-3	138.8	0.61	2.44	1.72	21.30	12.20	2.92	12.19	12.80	34.10	40.92	EPS50
1-4 simple	69.4	0.61	1.11	2.22	18.16	12.20	2.92	12.19	12.80	30.96	37.16	EPS40
todo combinado	277.6	0.72	6.71	2.33	17.74	12.20	2.88	12.19	12.91	30.65	36.78	EPS40
todo combinado	277.6	1.72	7.71	3.33	10.81	12.20	2.54	12.06	13.78	24.59	29.50	EPS40
todo combinado	277.6	3.72	9.21	5.33	5.65	12.20	1.95	11.19	14.91	20.56	24.67	EPS40

RESUMEN EPS REQUERIDOS

Profundidad (m)	EPS REQUERIDO
0.11	EPS70
0.61	EPS50
0.72	EPS40
1.72	EPS40
3.72	EPS40

14.10 ESTIMACIÓN DE LOS ESFUERZOS GRAVITACIONALES A VARIOS NIVELES DE PROFUNDIDAD DENTRO DEL RELLENO DE GEOBLOQUES EPS

* Se estimará a la profundidad donde el esfuerzo de pavimento por tráfico es totalmente combinado, $Z_0 = 0.72$ m.

$Z_0 : 0.72$ m

* Determinar la sobrecarga en el centro del terraplén por el pavimento y de alguna estructura ubicada en la parte superior de la carretera, q_t . En este diseño no existen sobrecargas excesivas

$q_t : 12.2$ kPa

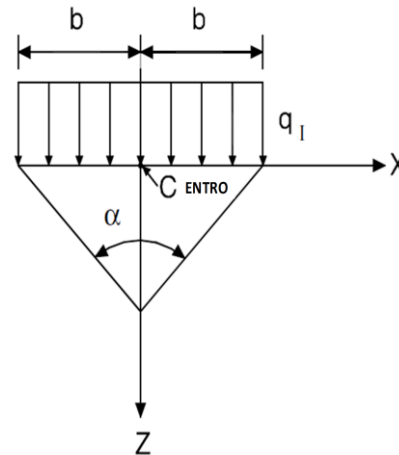
$\alpha : 2.881$ rad

$\Delta\sigma_{ZDL} : 12.2$ kPa

$\sigma_{ZDL} : 12.92$ kPa

$$\Delta\sigma_{ZDL} = \frac{q_t}{\pi} (\alpha + \sin \alpha)$$

* En la tabla mostrada en el su-paso 14.9 se muestra un resumen de los esfuerzos gravitacionales hasta la profundidad requerida.



14.11 CALCULO DE ESFUERZOS TOTALES A VARIAS PROFUNDIDADES DENTRO DEL RELLENO DE EPS

* En la tabla mostrada en el su-paso 14.9 se muestra un resumen de los esfuerzos totales σ_{TOTAL} hasta la profundidad requerida.

14.12 DETERMINAR EL LIMITE ELASTICO MÍNIMO REQUERIDO DEL EPS PARA SOPORTAR LOS ESFUERZOS A VARIAS PROFUNDIDADES DENTRO DE LOS BLOQUES EPS

* En la tabla mostrada en el su-paso 14.9 se muestra un resumen de los límites elásticos mínimos hasta la profundidad requerida.

14.13 SELECCIONAR EL BLOQUE EPS APROPIADO PARA SATISFACER EL LIMITE ELASTICO MÍNIMO A VARIAS PROFUNDIDADES DENTRO DEL RELLENO EPS

* En la tabla mostrada en el su-paso 14.9 se muestra un resumen de los tipos de geobloques EPS requeridos hasta la profundidad requerida.

PASO 15 – DISEÑO DEL SISTEMA DE PAVIMENTO

El diseño para esta carretera se la realizará con un sistema de pavimento flexible. La carretera se caracteriza por un bajo volumen de tráfico. Un 75% de fiabilidad para mayor seguridad en el diseño.

Nivel estimado de tráfico : 3E+05 ESAL (cargas de eje simple equivalentes)

Fiabilidad : 75%

* El diseño de pavimento está basado en el procedimiento de diseño de la AASHTO 1993.

15.1 DETERMINACIÓN DEL NÚMERO ESTRUCTURAL, SN

* Determinación del SN de la tabla 2.4.2.1 basado en un geobloque EPS requerido en la parte superficial del relleno.

TIPO EPS : EPS70

R (%)	EPS Type	Traffic Level					
		Low		Medium		High	
		50,000	300,000	400,000	600,000	700,000	1,000,000
50	EPS50	4*	5.1	5.3	5.5	5.7	5.9
	EPS70	3.5	4.6	4.7	5	5.1	5.3
	EPS100	3.1	4.1	4.2	4.5	4.6	4.8
75	EPS50	4.4	5.6	5.8	6.1	6.2	6.5
	EPS70	3.9	5	5.2	5.5	5.6	5.9
	EPS100	3.5	4.5	4.7	5	5.1	5.3

R= Nivel de fidelidad.

* Número de diseño estructural (SN)

SNreq : 5

* Verificación que el sistema de pavimento preliminar ofrece el número estructural definido. Los coeficientes de las capas de material han sido obtenidos del diseño manual de transporte local, USA

Concreto asfáltico
Base de piedra triturada

a1 : 0.44
a2 : 0.14

Espesor preliminar de pavimento

Tpavimento : 7.0 mm
Tbase : 17.0 mm
SN : 5.46

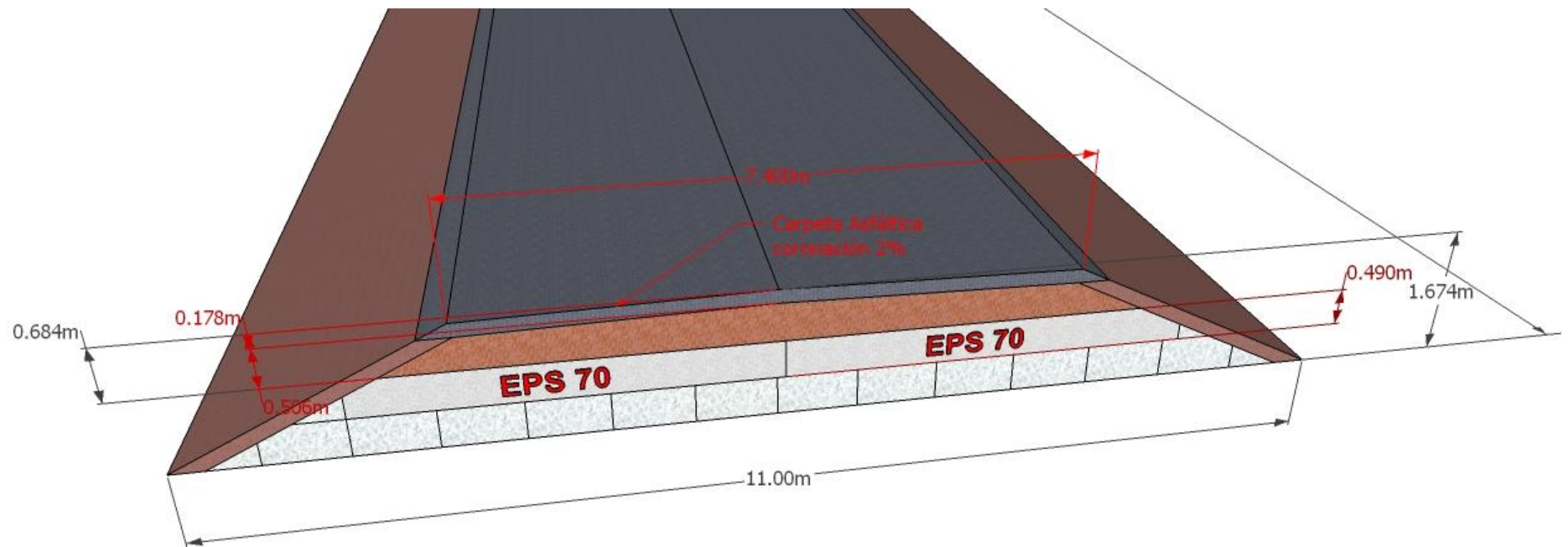
-----> OK, cumple con el SN requerido

PASO 16 – DETERMINAR SI LOS RESULTADOS FINALES DISEÑO DEL SISTEMA DE PAVIMENTO CON UN CAMBIO SIGNIFICATIVO EN COMPARACIÓN CON LA SOBRECARGA PRELIMINAR DE DISEÑO DEL SISTEMA DE PAVIMENTO DESARROLLADO EN EL PASO 2

El sistema de pavimento final determinado en el paso 15 tiene el mismo grosor que el sistema de pavimento preliminar de 0,61 m. Si se utiliza un peralte del 2 por ciento en parte superior del pavimento, el espesor del pavimento sistema en el centro de la carretera tendrá que ser incrementado en 110mm. Por lo tanto, el espesor total del sistema de pavimento en el centro de la calzada será 720 mm. Debería considerarse la posibilidad de volver a comprobar el procedimiento diseño debido a este aumento en el espesor del pavimento en la línea central de la carretera.

Coronación : 2%
Aumento de espesor en el centro : 0.11 m
Espesor en el centro : 0.72 m *Se recalcula desde el paso 2 con este espesor

Figura 16.1 ESQUEMA DE DISEÑO FINAL DE TERRAPLÉN.



CAPÍTULO V

5 ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE EL SISTEMA DE RELLENO LIVIANO Y MÉTODO TRADICIONAL CON RELLENO DE MATERIAL GRANULAR.

En este capítulo se compara tanto desde el punto de vista económico como desde el punto de vista técnico, entre dos métodos constructivos para relleno y mejoramiento de suelo de un terraplén de 1 km de distancia (teóricamente), sobre suelos blandos. Estos dos métodos son:

- 1) *Método convencional:* Se realiza la excavación necesaria para el diseño hasta llegar a la profundidad deseada. Luego se efectúa una pre-consolidación del suelo, con una carga mayor a la de diseño, para así disminuir asentamientos (sin garantizar la anulación de asentamientos), para posteriormente rellenar con material granular, y finalmente hacer el tendido del sistema de pavimento requerido.

Para este procedimiento se ha determinado los costos actualizados a Octubre del 2012 de la cantera de Mompiche, Muisne - Esmeraldas en Ecuador, correspondientes al material granular (para material de relleno y material para el sistema de pavimento) y su respectivo transporte.

Así mismo la maquinaria y su disponibilidad se ha tomado los datos de la empresa Consekorp S.A., la misma que se dedica al alquiler de maquinaria pesada.

Se estima una mano de obra promedio convencional haciendo referencia a la cuadrilla tipo.

2) *Método propuesto (Sistema de geobloques EPS)*: Se realiza la excavación necesaria para el diseño hasta llegar a la profundidad deseada. A continuación se instalan y se arman las capas de geobloques EPS. Y finalizada la instalación de la última capa de EPS se coloca el sistema de pavimento requerido.

Para este procedimiento se ha determinado los costos actualizados a Octubre del 2012 de la cantera de Mompiche, Muisne - Esmeraldas en Ecuador, correspondientes al material granular (para el sistema de pavimento) y su respectivo transporte.

Así mismo la maquinaria y su disponibilidad se ha tomado los datos de la empresa Consekorp S.A., la misma que se dedica al alquiler de maquinaria pesada.

Se estima una mano de obra promedio convencional, haciendo referencia a la cuadrilla tipo.

La estimación de costos del material del Poliestireno expandido se realizó a base de los datos proporcionados por AISLAPOL S.A., Guayaquil-Ecuador, actualizados al 06 de noviembre del 2012. Empresa la cual auspicia el material analizado.

A continuación se presentan los análisis de precios unitarios, tablas de cantidades, y un presupuesto de cada uno de los métodos mencionados:

SECCIÓN TÉCNICA

FORM No 1

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA VIA LOS MANGOS - BUENA VISTA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 502661 UNIDAD : ha

DETALLE : LIMPIEZA Y DESBROCE

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
TRACTOR 200 HP	1.00	65.00	65.00	3.00	195.00
MOTOSIERRA	1.00	1.81	1.81	3.00	5.43

MANO DE OBRA **PARCIAL M** **200.430**

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
OPERADOR EQUIPO PESADO	1.00	2.71	2.71	3.00	8.13
AYUDANTE	1.00	2.52	2.52	3.00	7.56
MOTOSIERRISTA	1.00	2.66	2.66	3.00	7.98

MATERIALES **PARCIAL N** **23.67**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
		1.020		

TRANSPORTE **PARCIAL O** **0.00**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B

PARCIAL P **0.00**

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)		224.10
INDIRECTOS Y UTILIDAD 25.00%		56.03
OTRO COSTO INDIRECTO 0.00%		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		280.13
VALOR PROPUESTO		280.13

SECCIÓN TÉCNICA

FORM No 1

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA VIA LOS MANGOS - BUENA VISTA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 501029 UNIDAD : M3

DETALLE : EXCAVACIÓN (INCLUYE DESALOJO)

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
EXCAVADORA DE ORUGAS 320	1.00	50.00	50.00	0.013	0.63

MANO DE OBRA **PARCIAL M** **0.63**

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
OPERADOR EQUIPO PESADO	1.00	2.71	2.71	0.013	0.03
AYUDANTE	1.00	2.52	2.52	0.013	0.03

MATERIALES **PARCIAL N** **0.06**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B

TRANSPORTE **PARCIAL O** **0.00**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B
MATERIAL DE EXCAVACIÓN	m3-km	12.00	0.22	2.64

PARCIAL P **2.64**

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)	3.33
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%	0.00
OTRO COSTO INDIRECTO 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.33
VALOR PROPUESTO	3.33

SECCIÓN TÉCNICA

FORM No 1

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA VIA LOS MANGOS - BUENA VISTA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 501016 UNIDAD : m2

DETALLE : COLOCACIÓN DE GEOTEXTIL T 1600

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
HERRAMIENTA MANUAL	1.00	1.87	1.87	0.003	0.005

MANO DE OBRA **PARCIAL M** **0.005**

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
MAESTRO MAYOR	1.00	2.56	2.56	0.003	0.01
PEON	6.00	2.52	15.12	0.003	0.04

MATERIALES **PARCIAL N** **0.05**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
GEOTEXTIL T 1600	m2	1.10	1.07	1.18

TRANSPORTE **PARCIAL O** **1.18**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B

PARCIAL P **0.00**

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)	1.24
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%	0.00
OTRO COSTO INDIRECTO 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.24
VALOR PROPUESTO	1.24

SECCIÓN TÉCNICA

FORM No 1

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA VIA LOS MANGOS - BUENA VISTA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 501022 UNIDAD : m3

DETALLE : COLOCACIÓN Y COMPACTACIÓN DE MATERIAL PARA MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
MOTONIVELADORA 165 HP	1.00	65.00	65.00	0.013	0.81
RODILLO VIBRATORIO LISO 10-12 TON	1.00	45.00	45.00	0.013	0.56
TANQUERO DE AGUA	1.00	20.00	20.00	0.013	0.25
TRACTOR 200 HP.	0.50	65.00	32.50	0.013	0.41

MANO DE OBRA **PARCIAL M** **2.03**

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
OPERADOR EQUIPO PESADO	2.50	2.71	6.78	0.013	0.08
AYUDANTE	2.50	2.52	6.30	0.013	0.08
CHOFER	1.00	3.91	3.91	0.013	0.05

MATERIALES **PARCIAL N** **0.21**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
CASCOTE	m3	1.30	5.80	7.54

TRANSPORTE **PARCIAL O** **7.54**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B

PARCIAL P **0.00**

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)	9.78
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%	0.00
OTRO COSTO INDIRECTO 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	9.78
VALOR PROPUESTO	9.78

SECCIÓN TÉCNICA

FORM No 1

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA VIA LOS MANGOS - BUENA VISTA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 501026 UNIDAD : m3

DETALLE : COLOCACIÓN DE SUBBASE GRANULAR CLASE 3

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
MOTONIVELADORA 165 HP	1.00	65.00	65.00	0.013	0.81
TANQUERO DE AGUA	1.00	20.00	20.00	0.013	0.25
RODILLO VIBRATORIO LISO 10-12 TON	1.00	45.00	45.00	0.013	0.56
TRACTOR 200 HP.	0.50	65.00	32.50	0.013	0.41

MANO DE OBRA **PARCIAL M** **2.03**

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
OPERADOR DE EQUIPO PESADO	2.50	2.71	6.78	0.013	0.08
AYUDANTE	2.50	2.52	6.30	0.013	0.08
CHOFER	1.00	3.91	3.91	0.013	0.05

MATERIALES **PARCIAL N** **0.21**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
SUBBASE GRANULAR CLASE 3	m3	1.30	12.00	15.60

TRANSPORTE **PARCIAL O** **15.60**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B

PARCIAL P **0.00**

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)		17.84
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%		0.00
OTRO COSTO INDIRECTO 0.00%		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		17.84
VALOR PROPUESTO		17.84

SECCIÓN TÉCNICA

FORM No 1

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA VIA LOS MANGOS - BUENA VISTA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 502597 UNIDAD : m3

DETALLE : COLOCACIÓN DE BASE GRANULAR CLASE 2

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
MOTONIVELADORA 165 HP	1.00	65.00	65.00	0.013	0.81
TANQUERO DE AGUA	1.00	20.00	20.00	0.013	0.25
RODILLO VIBRATORIO LISO 10-12 TON	1.00	45.00	45.00	0.013	0.56
TRACTOR 200 HP.	0.50	65.00	32.50	0.013	0.41

MANO DE OBRA **PARCIAL M** **0.050** **2.03**

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
OPERADOR DE EQUIPO PESADO	2.50	2.71	6.78	0.013	0.08
AYUDANTE	2.50	2.52	6.30	0.013	0.08
CHOFER	1.00	3.91	3.91	0.013	0.05

MATERIALES **PARCIAL N** **0.038** **0.21**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
BASE GRANULAR CLASE 2	m3	1.30	13.50	17.55

TRANSPORTE **PARCIAL O** **13.50** **17.55**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B

PARCIAL P **0.00**

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)		19.79
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%		0.00
OTRO COSTO INDIRECTO 0.00%		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		19.79
VALOR PROPUESTO		19.79

SECCIÓN TÉCNICA

FORM No 1

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA VIA LOS MANGOS - BUENA VISTA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 503024 UNIDAD : m2

DETALLE : COLOCACIÓN DE CARPETA ASFÁLTICA DE 7" (incluye compactación)

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
ESCOBA AUTOPROPULSADA	1.00	13.02	13.02	0.003	0.04
DISTRIBUIDOR DE ASF.+CAMION	1.00	30.00	30.00	0.003	0.09
FINISHER	1.00	34.72	34.72	0.003	0.11
RODILLO NEUMATICO	1.00	20.70	20.70	0.003	0.06
RODILLO VIBRATORIO LISO 10-12 TON	1.00	45.00	45.00	0.003	0.14

MANO DE OBRA **PARCIAL M** **0.44**

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
OPERADOR DE EQUIPO PESADO	3.00	2.71	8.13	0.003	0.03
AYUDANTE	3.00	2.52	7.56	0.003	0.02
CHOFER	2.00	3.91	7.82	0.003	0.02

MATERIALES **PARCIAL N** **0.07**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
ASFALTO RC-2 PARA IMPRIMACION	KG	0.60	0.19	0.12
AGREGADO PARA HORMIGON ASFALTICO	m3	1.30	10.50	13.65
ASFALTO AP-3	kg	3.50	0.19	0.68

TRANSPORTE **PARCIAL O** **14.45**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B

PARCIAL P **0.00**

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)		14.96
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%		0.00
OTRO COSTO INDIRECTO 0.00%		0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		14.96
VALOR PROPUESTO		14.96

SECCIÓN TÉCNICA

FORM No 1

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA VIA LOS MANGOS - BUENA VISTA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 502661 UNIDAD m3

DETALLE : COLOCACIÓN DE BLOQUES DE EPS (EPS70)

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
HERRAMIENTA MANUAL	1.00	1.87	1.87	0.020	0.04

MANO DE OBRA **PARCIAL M** **0.04**

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
MAESTRO MAYOR	1.00	2.56	2.56	0.020	0.05
PEON	6.00	2.52	15.12	0.020	0.30

MATERIALES **PARCIAL N** **0.35**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
EPS70	m3	1.05	147.00	154.35

TRANSPORTE **PARCIAL O** **154.35**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B

PARCIAL P **0.00**

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)	154.74
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%	0.00
OTRO COSTO INDIRECTO 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	154.74
VALOR PROPUESTO	154.74

SECCIÓN TÉCNICA

FORM No 1

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA VIA LOS MANGOS - BUENA VISTA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : 507010 UNIDAD m3

DETALLE : COLOCACIÓN DE BLOQUES DE EPS (EPS50)

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
HERRAMIENTA MANUAL	1.00	1.87	1.87	0.02	0.04

MANO DE OBRA **PARCIAL M** **0.04**

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD (A)	JORNAL/HR (B)	C. HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO (D)=C*R
MAESTRO MAYOR	1.00	2.56	2.56	0.02	0.05
PEON	6.00	2.52	15.12	0.02	0.30

MATERIALES **PARCIAL N** **0.35**

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO C=A*B
EPS50	m3	1.05	117.60	123.48

TRANSPORTE **PARCIAL O** **123.48**

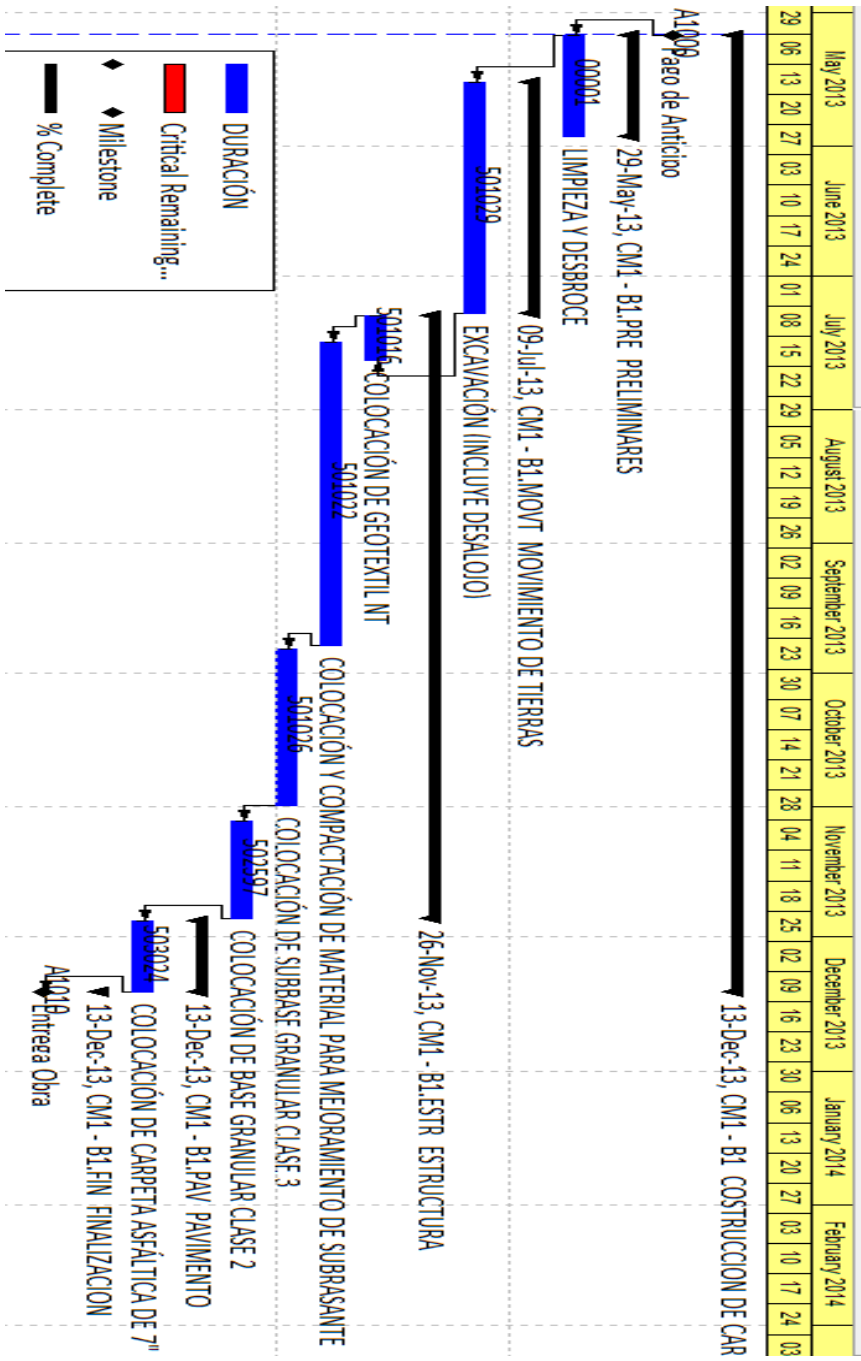
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO C=A*B

PARCIAL P **0.00**

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P)	123.87
INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.00%	0.00
OTRO COSTO INDIRECTO 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	123.87
VALOR PROPUESTO	123.87

Para el método convencional se estima un trabajo que dura aproximadamente 8 meses, mientras que para el método con el sistema EPS se estima que el tiempo se reduce en un 40% (siendo un aproximado del 50% de ahorro de tiempo en proyectos existentes). A continuación se compara el costo equivalente a 8 meses de mano de obra, maquinaria y equipo, frente a los 4 meses que requiere la construcción con el método del sistema de geobloques EPS:

5.0.1 BARRAS GANTT – MÉTODO CONVENCIONAL



5.0.2 BARRAS GANTT – MÉTODO SISTEMA CON GEOBLOQUE EPS

5.0.3 COSTO DE EQUIPO PARA MÉTODO CONVENCIONAL

MANO DE OBRA	Número	Tarifa/hora	Tiempo (días)	Tiempo (horas)	Total de costo
Maestro mayor	5	\$ 2.56	185	1480	\$ 18,944.00
Peon	50	\$ 2.52	185	1480	\$ 186,480.00
Operador de Excavadora de Oruga	3	\$ 2.71	175	1400	\$ 11,382.00
Operador de Motoniveladora	3	\$ 2.71	110	880	\$ 7,154.40
Operador de Rodillo	5	\$ 2.66	125	1000	\$ 13,300.00
Chofer Tanquero	4	\$ 3.91	110	880	\$ 13,763.20
Operador de Tractor	5	\$ 2.66	190	1520	\$ 20,216.00
Operador de Barredora autopropulsada	3	\$ 2.66	15	120	\$ 957.60
Operador de distribuidor de asfalto	2	\$ 2.66	15	120	\$ 638.40
Operador de Finisher	2	\$ 2.66	15	120	\$ 638.40
					\$ 273,474.00

SUBTOTAL ACUMULADO 1 : \$ 273,474.00

MAQUINARIA	Número	Tarifa/hora	Tiempo (días)	Tiempo (horas)	Total de costo
Excavadora de Oruga	3	\$ 50.00	175	1400	\$ 210,000.00
Motoniveladora	3	\$ 65.00	110	880	\$ 171,600.00
Rodillo Vibratorio Liso	5	\$ 45.00	125	1000	\$ 225,000.00
Tanquero de Agua	4	\$ 20.00	110	880	\$ 70,400.00
Tractor 200HP	5	\$ 65.00	190	1520	\$ 494,000.00
Escoba Autopropulsada	3	\$ 13.02	15	120	\$ 4,687.20
Distribuidor de asfalto	2	\$ 30.00	15	120	\$ 7,200.00
Finisher	2	\$ 34.72	15	120	\$ 8,332.80
Rodillo Neumatico	5	\$ 20.70	125	1000	\$ 103,500.00
					\$ 1,294,720.00

SUBTOTAL ACUMULADO 2 : \$ 1,568,194.00

EQUIPO	AREA (m2)	Costo/U			Total de costo
Geotextil	11000.00	\$ 1.31			\$ 14,410.00
	VOL (m3)	Costo/U			Total de costo
Cascote	9600.00	\$ 10.10			\$ 96,960.00
SUBBASE GRANULAR CLASE 3	3200.00	\$ 18.16			\$ 58,112.00
BASE GRANULAR CLASE 2	24024.00	\$ 20.11			\$ 483,122.64
					\$ 652,604.64

SUBTOTAL ACUMULADO 3 : \$ 2,220,798.64

TOTAL : \$ 2,220,798.64

5.0.4 COSTO DE EQUIPO PARA MÉTODO CON GEOBLOQUES EPS

MANO DE OBRA	Número	Tarifa/hora	Tiempo (días)	Tiempo (horas)	Total de costo
Maestro mayor	5	\$ 2.56	115	920	\$ 11,776.00
Peon	50	\$ 2.52	115	920	\$ 115,920.00
Operador de Excavadora de Oruga	3	\$ 2.71	65	520	\$ 4,227.60
Operador de Motoniveladora	3	\$ 2.71	10	80	\$ 650.40
Operador de Rodillo	5	\$ 2.66	15	120	\$ 1,596.00
Chofer Tanquero	4	\$ 3.91	20	160	\$ 2,502.40
Operador de Tractor	5	\$ 2.66	85	680	\$ 9,044.00
Operador de Barredora autopropulsada	3	\$ 2.66	15	120	\$ 957.60
Operador de distribuidor de asfalto	2	\$ 2.66	15	120	\$ 638.40
Operador de Finisher	2	\$ 2.66	15	120	\$ 638.40
					\$ 147,950.80

SUBTOTAL ACUMULADO 1: \$ 147,950.80

MAQUINARIA	Número	Tarifa/hora	Tiempo (días)	Tiempo (horas)	Total de costo
Excavadora de Oruga	3	\$ 50.00	65	520	\$ 78,000.00
Motoniveladora	3	\$ 65.00	10	80	\$ 15,600.00
Rodillo Vibratorio Liso	5	\$ 45.00	15	120	\$ 27,000.00
Tanquero de Agua	4	\$ 20.00	20	160	\$ 12,800.00
Tractor 200HP	5	\$ 65.00	85	680	\$ 221,000.00
Escoba Autopropulsada	3	\$ 13.02	15	120	\$ 4,687.20
Distribuidor de asfalto	2	\$ 30.00	15	120	\$ 7,200.00
Finisher	2	\$ 34.72	15	120	\$ 8,332.80
Rodillo Neumatico	5	\$ 20.70	15	120	\$ 12,420.00
					\$ 387,040.00

SUBTOTAL ACUMULADO 2: \$ 534,990.80

EQUIPO	VOL (m3)	Costo/U			Total de costo
BASE GRANULAR CLASE 2	3804.00	\$ 20.11			\$ 76,498.44
geobloque EPS 50	6128.00	\$ 124.00			\$ 759,872.00
geobloque EPS 70	4782.00	\$ 154.87			\$ 740,588.34
					\$ 1,576,958.78

SUBTOTAL ACUMULADO 3: \$ 2,111,949.58

TOTAL: \$ 2,111,949.58

5.0.5 RESÚMEN DE RESULTADOS COMPARATIVOS

COMPARACIÓN DE MANO DE OBRA Y MAQUINARIA	
METODO CONVENCIONAL	
TOTAL :	\$ 1,568,194.00

METODO GEOBLOQUE EPS	
TOTAL :	\$ 534,990.80

DIFERENCIA :	\$ 1,033,203.20
--------------	-----------------

COMPARACIÓN DE MATERIAL	
METODO CONVENCIONAL	
TOTAL :	\$ 652,604.64

METODO GEOBLOQUE EPS	
TOTAL :	\$ 1,576,958.78

DIFERENCIA :	\$ (924,354.14)
--------------	-----------------

Como se observa en la tabla de resumen de resultados, se aprecia el amplio margen de ahorro económico en lo que se refiere a mano de obra y maquinaria, esto debido a la notable disminución de tiempo de construcción de la carretera con el método propuesto con geobloques EPS, cabe resaltar que se realizó una comparación solamente tomando en cuenta la tarifa/hora mínima del obrero y de maquinaria. En un análisis más profundo puede tomarse en cuenta gastos por extras a salarios de mano de obra, además que el salario mínimo, en obra se

convierte en un costo mayor al especificado (encarecimiento constante de mano de obra), y mantenimiento de maquinaria en situaciones no previstas⁷.

Lamentablemente el producto, Geobloque EPS, aún no tiene una mayor comercialización en el país, que permita que su costo sea más variado, y por competencia de proveedores, el precio sea más accesible a la industria de la construcción. Este precio como se observa en las tablas 5.05 aumenta considerablemente el presupuesto de construcción.

Sin embargo, como se determinó la eficiencia del sistema EPS en el capítulo IV, las diferencias de asentamientos del terraplén son significantes, lo que aporta como un excelente punto, la relación costo-beneficio de este innovador método constructivo.

⁷ Los salarios de mano de obra se han determinado en base al siguiente documento de la Contraloría General del Estado ecuatoriano:

“Enero de 2012 - Suplemento del Registro Oficial No. 618 de 13 de enero de 2012”
http://www.contraloria.gob.ec/informativo.asp?id_SubSeccion=33

5.1 CONCLUSIONES

- 1) Las propiedades mecánicas del geobloque EPS cumplen con los propósitos de resistencia de cargas externas y absorción de las mismas a través de su estructura.
- 2) El peso del geobloque EPS es 100 veces menor al peso del material granular convencional para relleno, lo que hace que no se incrementen los esfuerzos al suelo de fundación.
- 3) El costo del geobloque EPS (por volumen) es bastante elevado en nuestro país, debido a que es un material nuevo y aun no tiene una acogida mayoritaria por las empresas constructoras.
- 4) Debido al elevado costo del material de poliestireno expandido, en un proyecto puede realizarse un diseño que involucren dos métodos de relleno y mejoramiento de suelo. El sistema EPS es compatible con cualquier otro material requerido para un diferente método constructivo.
- 5) Se puede realizar el tendido de capas de geobloques EPS con diferentes densidades para disminuir costos. Se realiza en forma decreciente, siendo la capa superficial la de mayor densidad y que cumpla con el límite elástico requerido de diseño.
- 6) El uso del poliestireno expandido EPS como material de relleno reduce considerablemente el tiempo de construcción, reduciendo así gastos por mano de obra y maquinaria.
- 7) El uso de Geobloque EPS se lo realiza esencialmente en suelos que presentan propiedades de alta compresibilidad (arcillas), ya que disminuye los asentamientos de la estructura. En suelos de mejores propiedades mecánicas, el

uso se reduce a construcción de terraplenes verticales, para poder disminuir presiones activas en muros de contención.

- 8) El estudio realizado luego de un prolongado intervalo de tiempo, en proyectos existentes con el sistema de geobloque EPS alrededor del mundo (Interestatales, aeropuertos, edificios comerciales, etc.), han determinado que el EPS no pierde sus propiedades mecánicas, manteniendo las estructuras con un alto grado de estabilidad.

5.2 RECOMENDACIONES

- 1) Para cada proyecto específico, se requiere la investigación preliminar del lugar y sus características, para optimizar al máximo el diseño y eficiencia del sistema constructivo.
- 2) Se recomienda hacer un seguimiento a las propiedades del material de geobloque EPS, con ensayos confiables, ya que en base a estas características del material provisto para el proyecto se garantiza el desempeño de la obra.
- 3) Hay que procurar un óptimo transporte del material, así mismo su almacenaje en obra, para no perder las características iniciales del material en su geometría, evitando daños por aplastamiento, cortes, quemaduras, derrames de derivados de petróleos, etc.
- 4) Cuando existe un alto riesgo de derrames de combustibles y en general de derivados del petróleo, se recomienda la inclusión de materiales geotextiles y/o de una capa de hasta 150mm de separación de hormigón, bajo el sistema de pavimento.

ANEXOS

$$w\% = \frac{Mtm - Mts}{Ms} * 100$$

		CÁPSULAS	
		S35	L6
Masa tarro más muestra húmeda	Mtm=	62.88	63.76
Masa tarro más muestra seca	Mts=	47.61	48.08
Masa del agua contenida	Mw=	15.27	15.68
Masa del tarro	Mt=	18.75	18.54
Masa del suelo seco	Ms=	28.86	29.54
Contenido de agua en porcentaje	w%=	52.91	53.08
	w%=	53.00	

$$w\% = \frac{Mtm - Mts}{Ms} * 100$$

		CÁPSULAS	
		E6	S211
Masa tarro más muestra húmeda	Mtm=	79.07	72.23
Masa tarro más muestra seca	Mts=	59.83	55.24
Masa del agua contenida	Mw=	19.24	16.99
Masa del tarro	Mt=	18.28	18.88
Masa del suelo seco	Ms=	41.55	36.36
Contenido de agua en porcentaje	w%=	46.31	46.73
	w%=	46.52	

FIGURA 1.3.1.1.1 CONTENIDO DE HUMEDAD

$$GS(20^{\circ}C) = \frac{(K * Ms)}{(Ms + Mmw - Mmws)}$$

		MATRAZ		
		1	6	
Masa de suelo húmedo	Mm=	109.6	106.85	gramos
Humedad Natural	w%=	46.52	53.00	%
Masa de suelo seco	Ms=	74.8	69.84	gramos
Masa Matraz+H ₂ O+Suelo	Mmws=	723.38	720.28	gramos
Temperatura	°T=	19.8	19.2	°C
Masa matraz con agua	Mmw=	676.33	676.45	gramos
Constante	K=	1.000	1.000	
GRAVEDAD ESPECÍFICA	GS	2.70	2.69	

TIPO DE SUELO	GS
Arena	2,63 - 2,67
Limos	2,65 - 2,70
Arcilla y arcilla limosa	2,67 - 2,90
Suelo orgánico	Menos de 2

FIGURA 1.3.1.2.1 GRAVEDAD ESPECÍFICA DE PARTÍCULAS SÓLIDAS

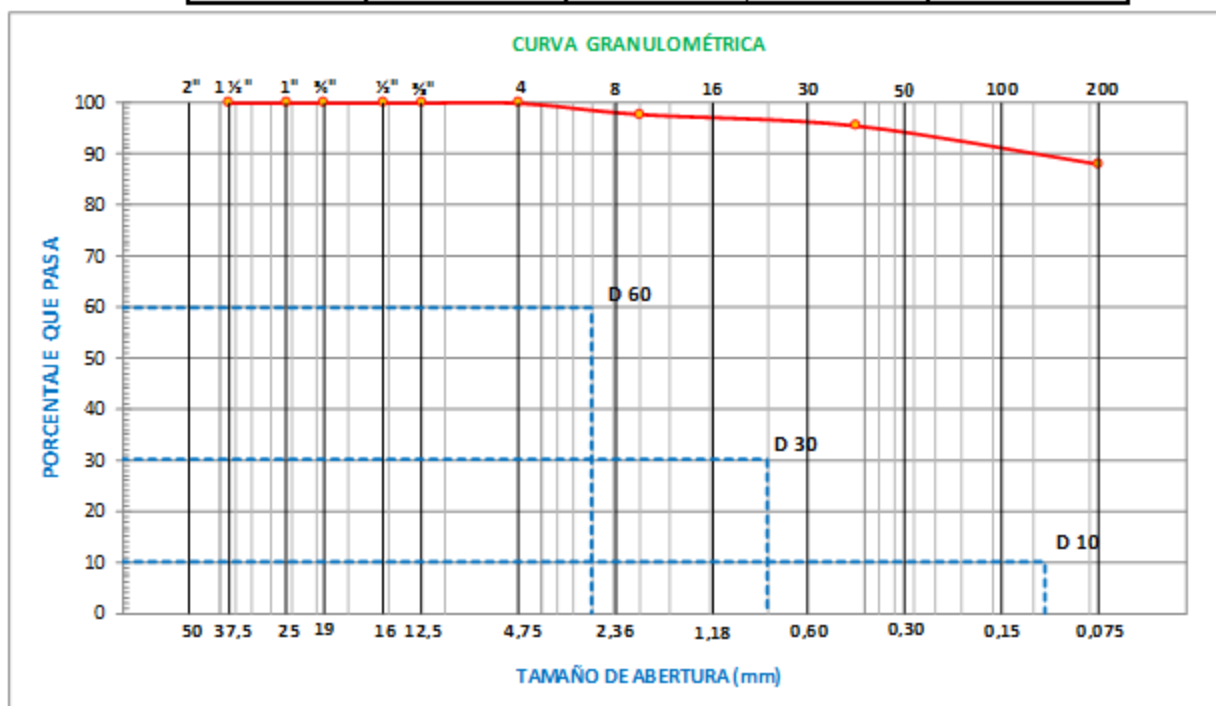
CONTENIDO DE HUMEDAD

Pcap. + sh.	Pcap. + ss.	Pcap.	% Humedad	PROMEDIO
62.88	47.61	18.75	52.91	53.00
63.76	48.08	18.54	53.08	

PESO suelo Húmedo (gr.) : 68.68

PESO suelo Seco (gr.) : 44.89

TAMIZ N°	DIAMETRO (mm)	PESO RET. ACUM.	% RETENIDO	% QUE PASA
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	100.00
4	4.750	0.00	0.00	100.00
10	2.000	0.99	2.21	97.79
40	0.425	2.01	4.48	95.52
200	0.075	5.38	11.98	88.02

RESULTADOS

D 60 : 2.80

D 30 : 0.80

D 10 : 0.11

Coeficiente de Uniformidad (Cu) : **25.45**Coeficiente de Curvatura (Cc) : **2.08**GRANULOMETRIA

% Grava : 0

% Arena : 12

% Finos : 88

FIGURA 1.3.1.3.1.1 GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO POZO 1

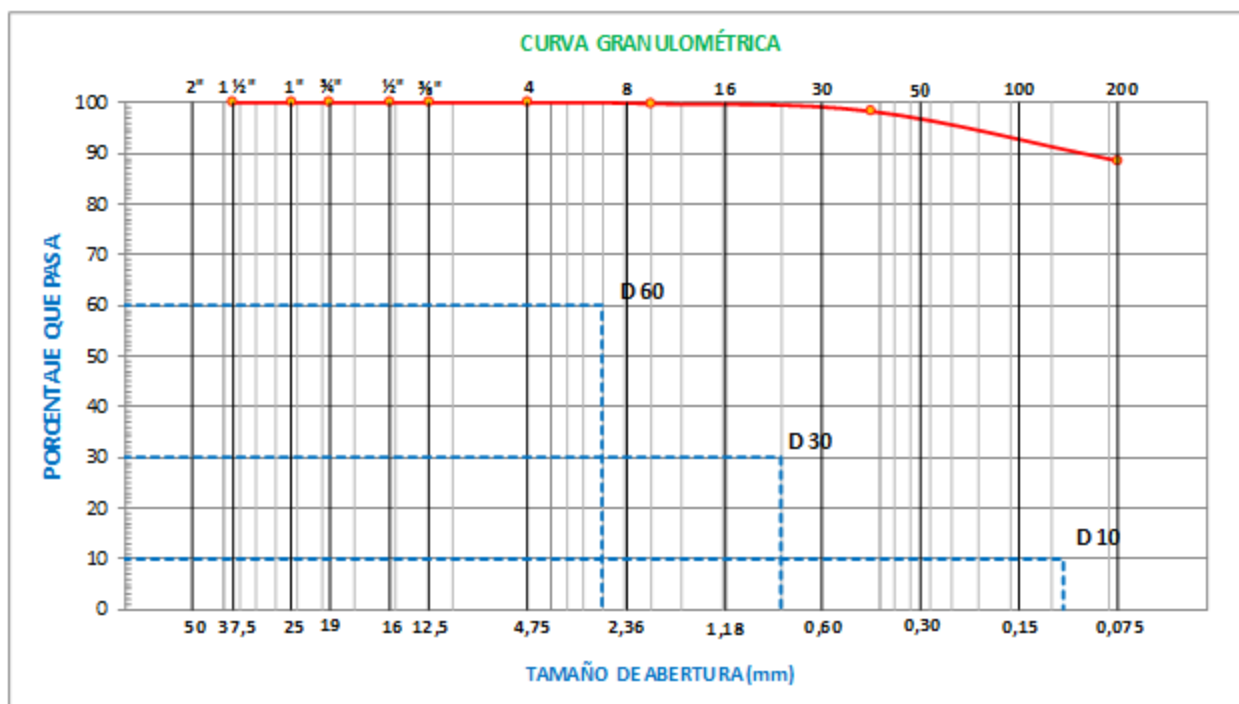
CONTENIDO DE HUMEDAD

Pcap. + sh.	Pcap. + ss.	Pcap.	% Humedad	PROMEDIO
79.07	59.83	18.28	46.31	46.52
72.23	55.24	18.88	46.73	

PESO suelo Húmedo (gr.) : 68.68

PESO suelo Seco (gr.) : 46.88

TAMIZ N°	DIAMETRO (mm)	PESO RET. ACUM.	% RETENIDO	% QUE PASA
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	100.00
4	4.750	0.00	0.00	100.00
10	2.000	0.08	0.17	99.83
40	0.425	0.79	1.69	98.31
200	0.075	5.38	11.48	88.52

RESULTADOS

D 60 : 2.80

D 30 : 0.80

D 10 : 0.11

Coeficiente de Uniformidad (Cu) : **25.45**Coeficiente de Curvatura (Cc) : **2.08****GRANULOMETRIA**

% Grava : 0

% Arena : 11

% Finos : 89

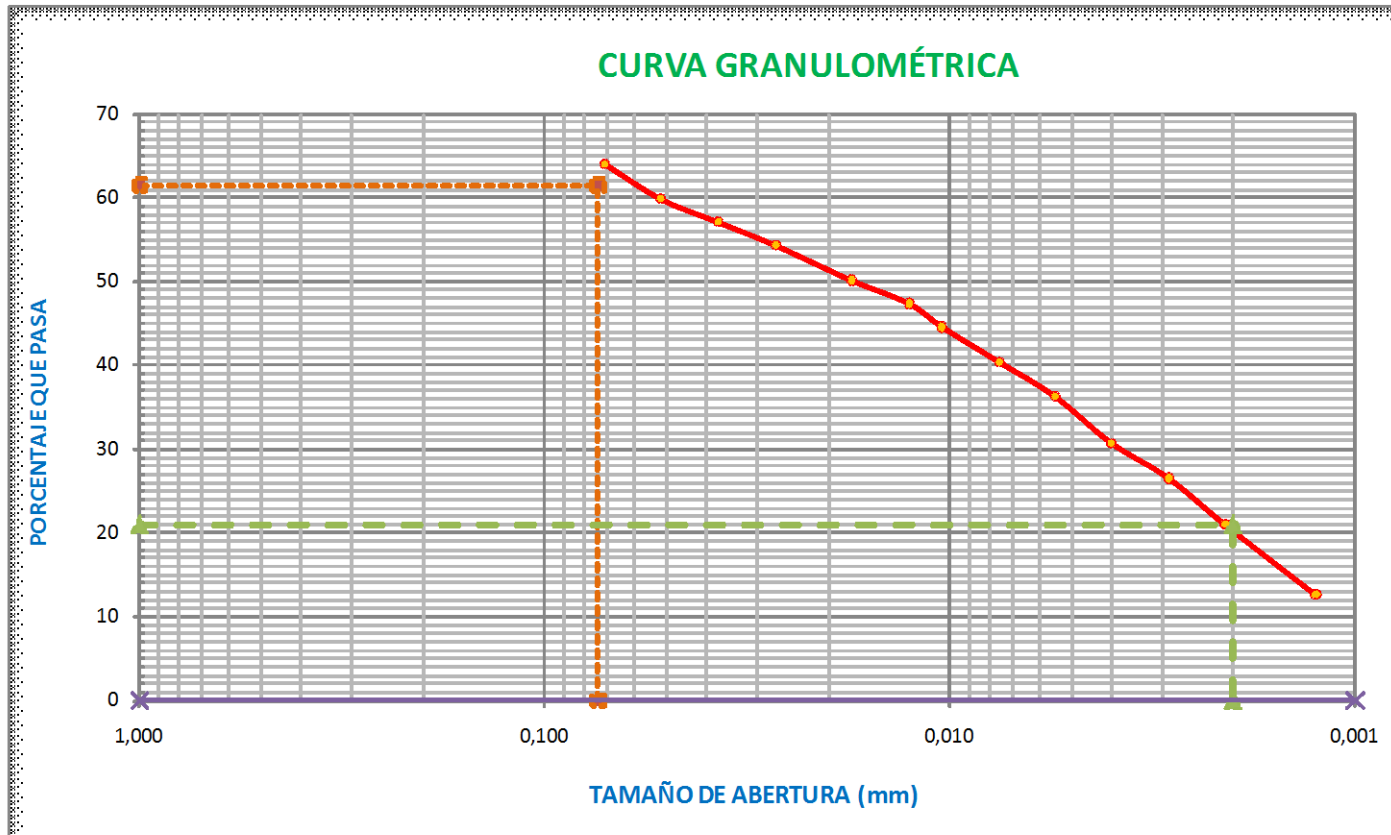
FIGURA 1.3.1.3.2.1 GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO POZO 1

Peso inicial húmedo W(g):	109.19
Peso inicial seco Ws(g):	71.41
GS:	2.69
CORRECCION POR MENISCO	
Lectura superior (g/l):	7
Lectura inferior (g/l):	6
Fm (g/l):	1
K (tabla 3):	0.01289

w%=	53.00
CORRECCION POR DEFLOCULANTE	
Lectura agua (g/l):	0
Lectura agua + defloculante (g/l):	6
Fd (g/l):	6
defloculante usado ml:	125
CORRECCION POR TEMPERATURA	
°T (ensayo)=	20.00 °C
FT=	0.15

HORA	TIEMPO (min)	LECTURA HIDROMETRO R (g/l)	TEMPERATURA °C	R _{CP} (g/l)	%P	R _{CL} (g/l)	L(cm) tabla2	a tabla1	D (mm)
10:51:15	0.25	52	20	46.15	64.050	53	7.60	0.97	0.0711
10:51:30	0.5	49	20	43.15	59.886	50	8.09	0.97	0.0519
10:52:00	1	47	20	41.15	57.110	48	8.42	0.97	0.0374
10:53:00	2	45	20	39.15	54.335	46	8.75	0.97	0.0270
10:56:00	5	42	20	36.15	50.171	43	9.24	0.97	0.0175
11:01:00	10	40	20	34.15	47.395	41	9.57	0.97	0.0126
11:06:00	15	38	20	32.15	44.620	39	9.90	0.97	0.0105
11:21:00	30	35	20	29.15	40.456	36	10.39	0.97	0.0076
11:51:00	60	32	20	26.15	36.292	33	10.88	0.97	0.0055
12:51:00	120	28	20	22.15	30.741	29	11.54	0.97	0.0040
14:51:00	240	25	20	19.15	26.577	26	12.03	0.97	0.0029
18:51:00	480	21	20	15.15	21.026	22	12.69	0.97	0.0021
10:51:00	1440	15	20	9.15	12.699	16	13.67	0.97	0.0013

FIGURA 1.3.1.3.2.1 GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO POZO 1



Tamaño de partícula (mm)	% Que pasa
0.074	61.5
0.002	21.00
0.001	0

% Limos=	40.50	40.50
% Arcillas=	21.00	21.00
% Coloides=	0.00	0.00

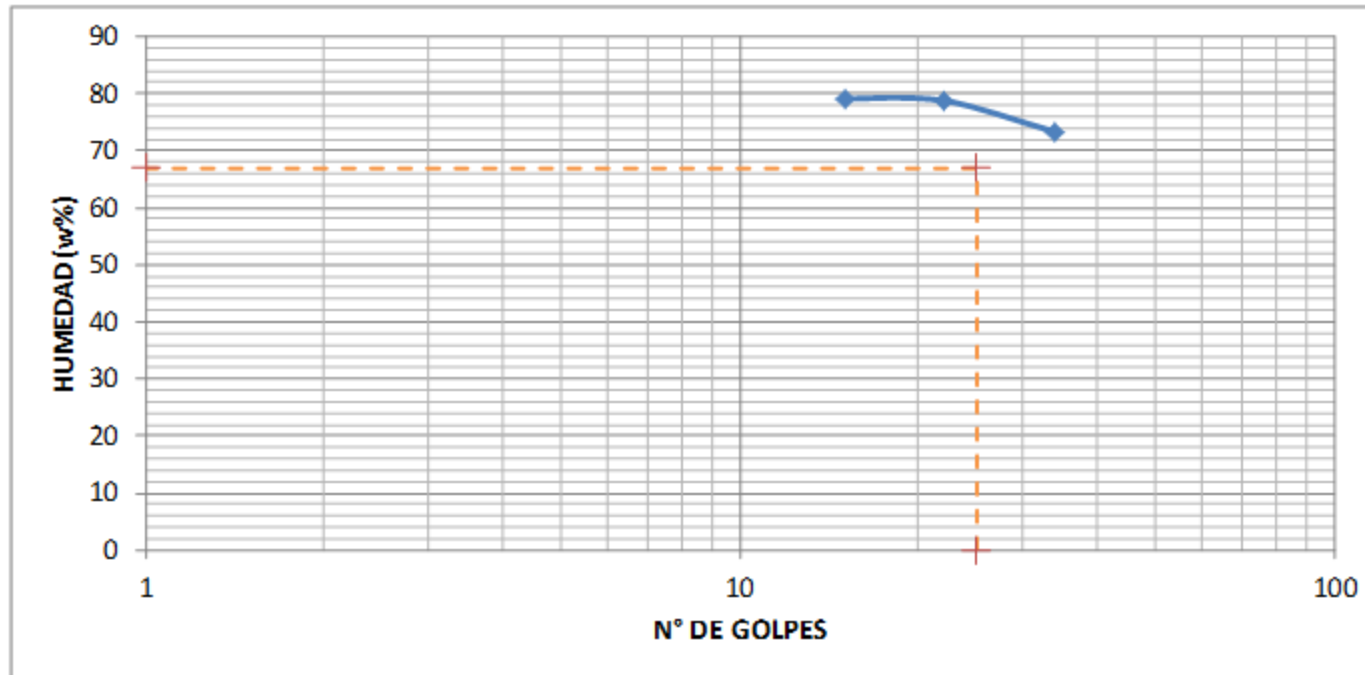
FIGURA 1.3.1.3.2.1' GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO POZO 1

Peso inicial húmedo W(g):	105.59	w%=	46.52
Peso inicial seco Ws(g):	72.17	CORRECCION POR DEFLOCULANTE	
GS:	2.70	Lectura agua (g/l):	0
CORRECCION POR MENISCO		Lectura agua + defloculante (g/l):	6
Lectura superior (g/l):	7	Fd (g/l):	6
Lectura inferior (g/l):	6	defloculante usado ml:	125
Fm (g/l):	1	CORRECCION POR TEMPERATURA	
K (tabla 3):	0.01307	°T (ensayo)=	19.98 °C
		FT=	0.145

HORA	TIEMPO (min)	LECTURA HIDROMETRO R (g/l)	TEMPERATURA °C	R _{CP} (g/l)	%P	R _{CL} (g/l)	L(cm) tabla2	a tabla1	D (mm)
10:43:15	0.25	55	20	49.145	67.340	56	7.11	0.97	0.0697
10:43:30	0.5	52	20	46.145	63.230	53	7.60	0.97	0.0510
10:44:00	1	50	20	44.145	60.489	51	7.93	0.97	0.0368
10:45:00	2	48	20	42.145	57.749	49	8.26	0.97	0.0266
10:48:00	5	44	20	38.145	52.268	45	8.91	0.97	0.0175
10:53:00	10	41	20	35.145	48.157	42	9.41	0.97	0.0127
10:58:00	15	39	20	33.145	45.417	40	9.73	0.97	0.0105
11:13:00	30	36	20	30.145	41.306	37	10.23	0.97	0.0076
11:43:00	60	34	20	28.145	38.565	35	10.55	0.97	0.0055
12:43:00	120	31	20	25.145	34.455	32	11.05	0.97	0.0040
14:43:00	240	27	20	21.145	28.974	28	11.70	0.97	0.0029
18:43:00	480	24	20	18.145	24.863	25	12.19	0.97	0.0021
10:43:00	1440	19	20	13.145	18.012	20	13.01	0.97	0.0012

FIGURA 1.3.1.3.2.2 GRANULOMETRIA POR HIDROMETRO POZO 2

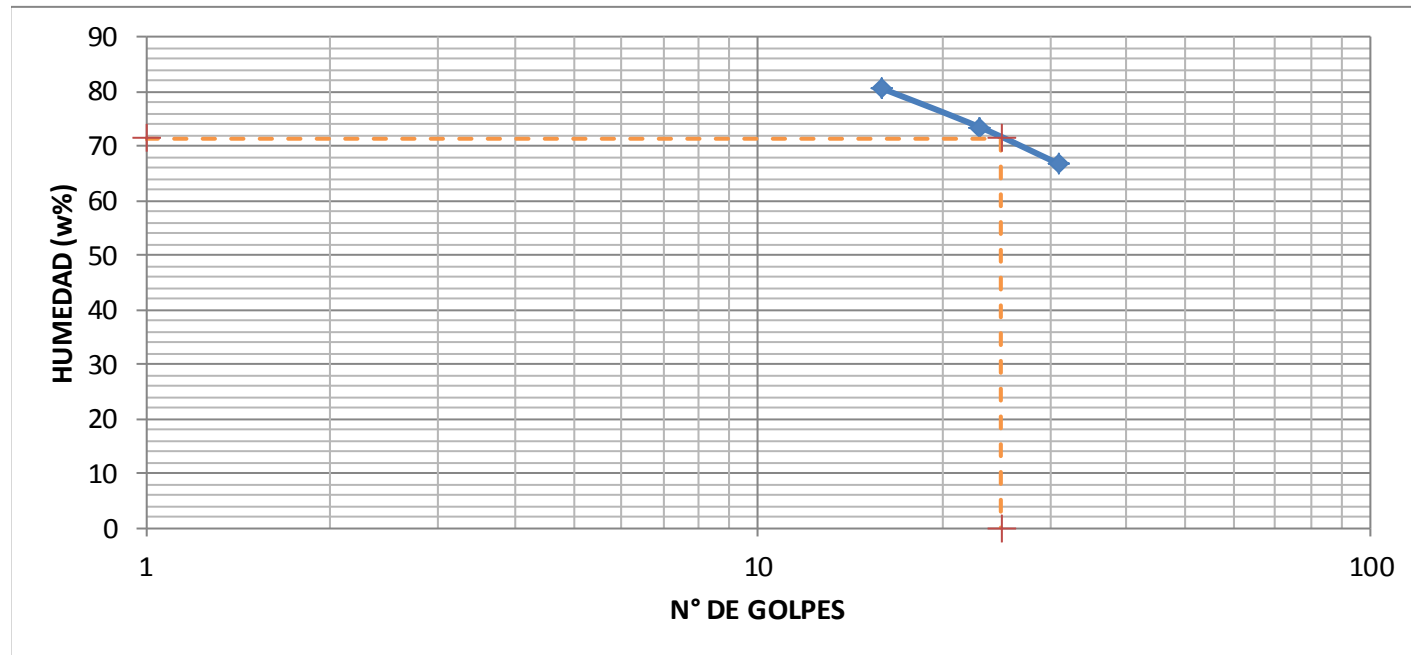
N° GOLPES	CAPSULA N°	Peso Capsula + Suelo Humedo	Peso Cápsula + Suelo Seco (g)	Peso Cápsula (g)	Contenido de Humedad w%	Límite Líquido LL
15	L9	24.59	17.51	8.56	79.11	67
22	B7	24.10	16.74	7.4	78.80	
34	E7	21.56	15.96	8.32	73.30	



HUMEDAD
 PARA N° GOLPES= 25 **67**

FIGURA 1.3.1.4.1.1 LÍMITE LIQUIDO POZO 1

N° GOLPES	CAPSULA N°	Peso Capsula + Suelo Humedo	Peso Cápsula + Suelo Seco (g)	Peso Cápsula (g)	Contenido de Humedad w%	Límite Líquido LL
16	L18	25.50	17.75	8.12	80.48	71.5
23	C3	21.70	15.63	7.37	73.49	
31	S18	23.80	16.83	6.39	66.76	



PARA N° GOLPES= 25 **HUMEDAD**
71.5

FIGURA 1.3.1.4.1.2 LÍMITE LIQUIDO POZO 2

LÍMITE PLÁSTICO POZO 1

CAPSULA N°	Peso Capsula + Suelo Humedo	Peso Cápsula + Suelo Seco (g)	Peso Cápsula (g)	Contenido de Humedad w%	Límite Plastico LP
L13	16.12	13.71	8.92	50.31	49.89
E21	13.34	11.93	9.08	49.47	

LÍMITE PLÁSTICO POZO 2

CAPSULA N°	Peso Capsula + Suelo Humedo	Peso Cápsula + Suelo Seco (g)	Peso Cápsula (g)	Contenido de Humedad w%	Límite Plastico LP
L18	21.18	17.24	8.46	44.87	43.50
C3	15.79	13.14	6.85	42.13	

FIGURA 1.3.1.4.2.2 LÍMITE DE PLASTICIDAD POZO 1 Y 2

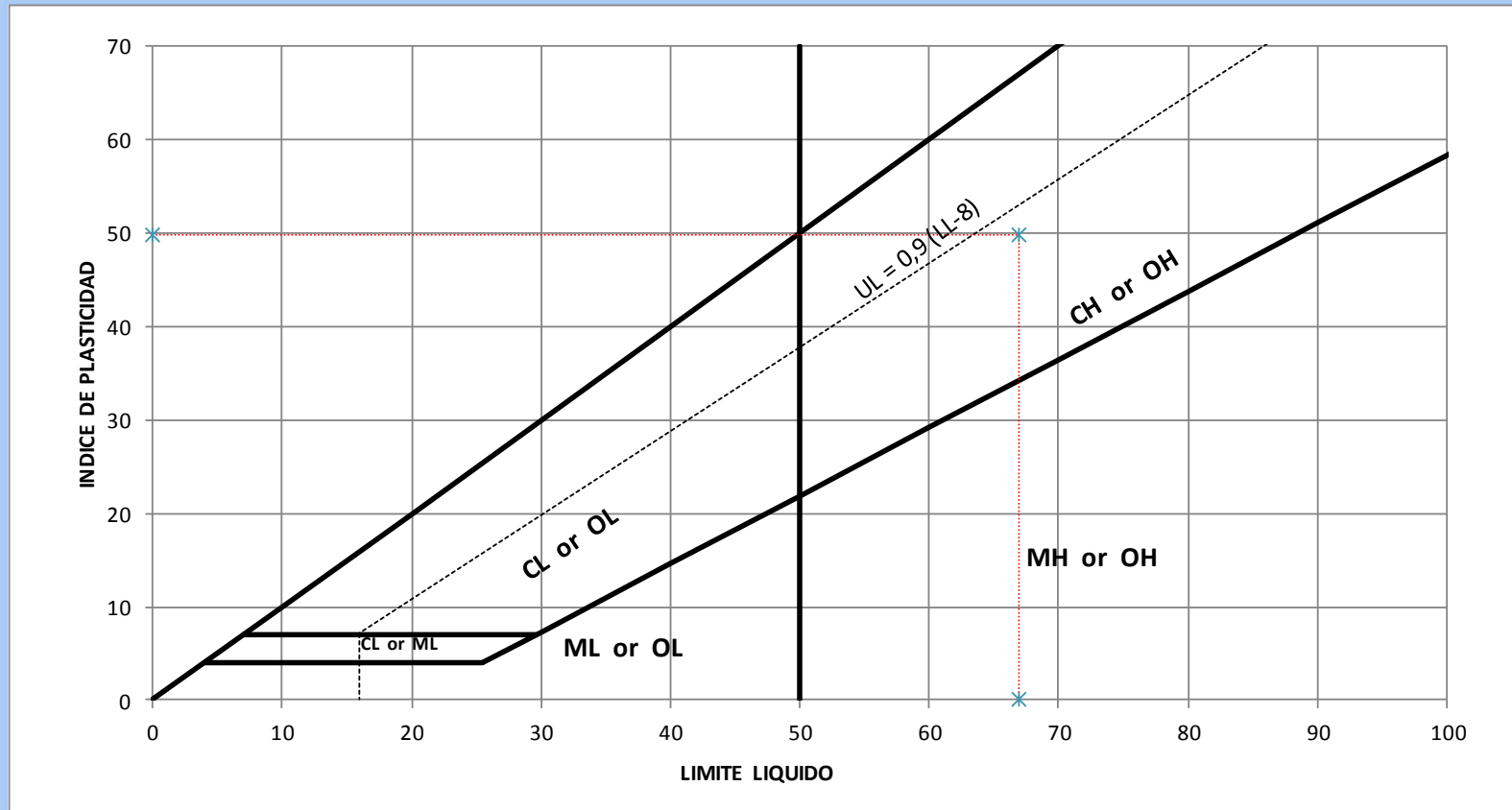


FIGURA 1.3.1.4.2.2 CARTA DE PLASTICIDAD POZO 1

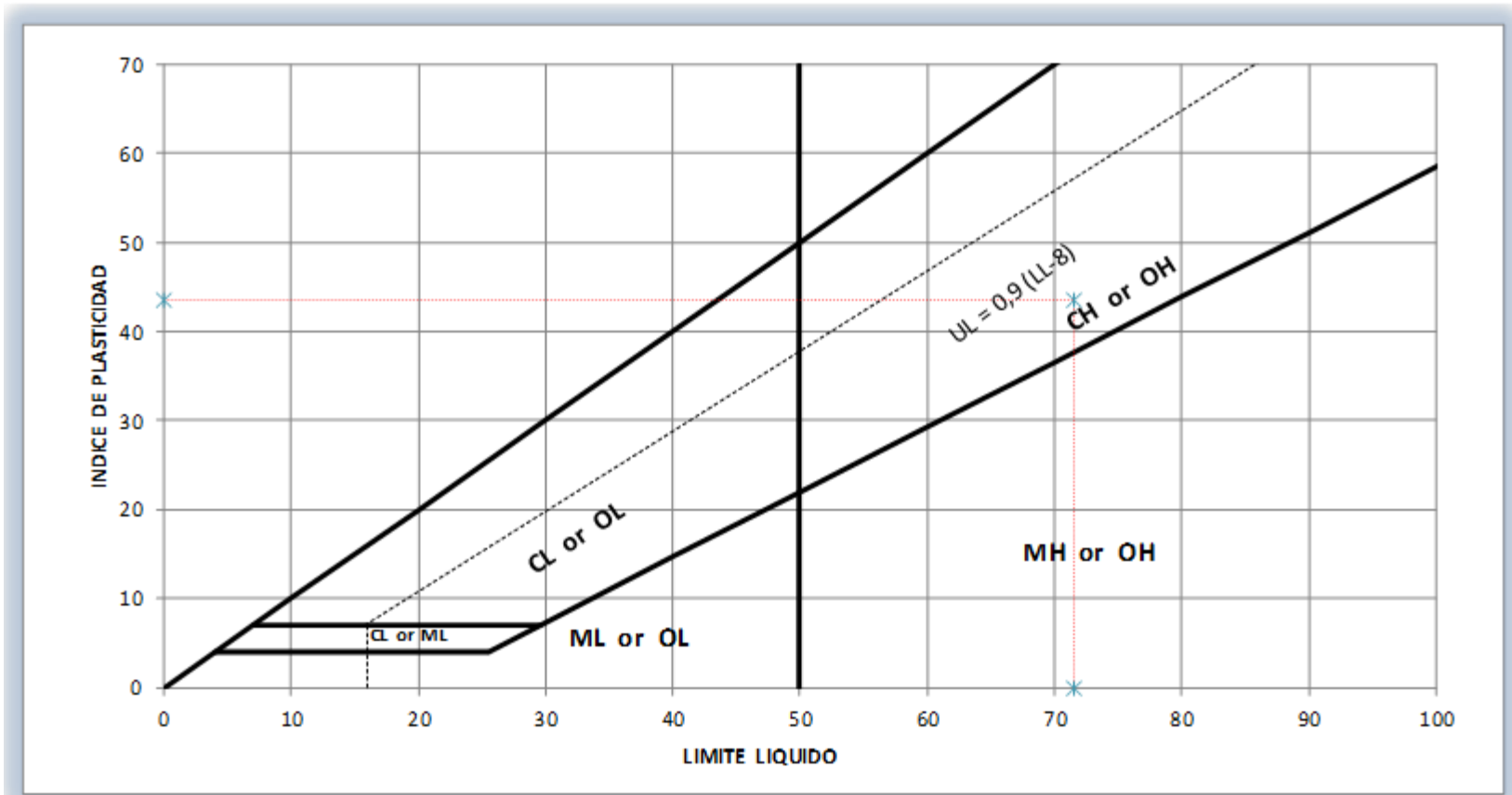


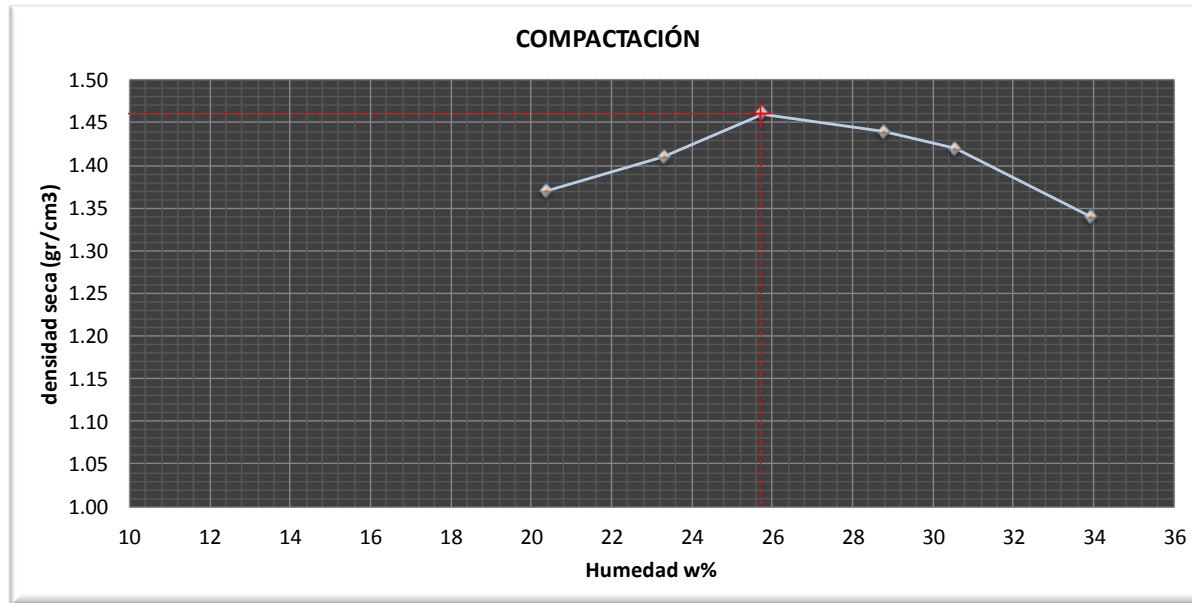
FIGURA 1.3.1.4.2.3 CARTA DE PLASTICIDAD POZO 2

COMPACTACION POZO 1

		PUNTO 01		PUNTO 02		PUNTO 03		PUNTO 04		PUNTO 05		PUNTO 06	
CÁPSULAS		L14	L5	C31	L17	L20	L11	L3	L50	TE5	D2	E4	LB7
Masa tarro más muestra húmeda	Mtm=	47.95	48.49	45.92	45.80	44.16	45.23	47.39	44.51	38.05	37.47	41.34	35.85
Masa tarro más muestra seca	Mts=	42.91	43.38	40.66	40.70	38.99	39.58	40.93	37.95	32.96	31.36	35.45	29.71
Masa del agua contenida	Mw=	5.04	5.11	5.26	5.1	5.17	5.65	6.46	6.56	5.09	6.11	5.89	6.14
Masa del tarro	Mt=	18.29	18.23	18.31	18.58	18.54	18.02	18.33	15.28	16.23	11.44	18.01	11.69
Masa del suelo seco	Ms=	24.62	25.15	22.35	22.12	20.45	21.56	22.6	22.67	16.73	19.92	17.44	18.02
Contenido de agua en porcentaje	w%=	20.47	20.32	23.53	23.06	25.28	26.21	28.58	28.94	30.42	30.67	33.77	34.07
Contenido de agua promedio%	w%=	20.40		23.30		25.75		28.76		30.55		33.92	
Volúmen de molde (cm3)	Vml=	944		944		944		944		944		944	
Masa molde (gr)	Mml=	4295		4295		4295		4295		4295		4295	
Masa de muestra + MOLDE (gr)	Mms+ml=	5856		5940		6020		6053		6049		5983	
Masa muestra	Mms=	1561		1645		1725		1758		1754		1688	
Densidad húmeda (gr/cm3)	ym=	1.65		1.74		1.83		1.86		1.86		1.79	
Peso unitario seco (gr/cm3)	yd=	1.37		1.41		1.46		1.44		1.42		1.34	

humedad en porcentaje	densidad seca (gr/cm3)
20.40	1.37
23.30	1.41
25.75	1.46
28.76	1.44
30.55	1.42
33.92	1.34

maximo para x	maximo para y
25.7	1.46



HUMEDAD ÓPTIMA: 25.70%

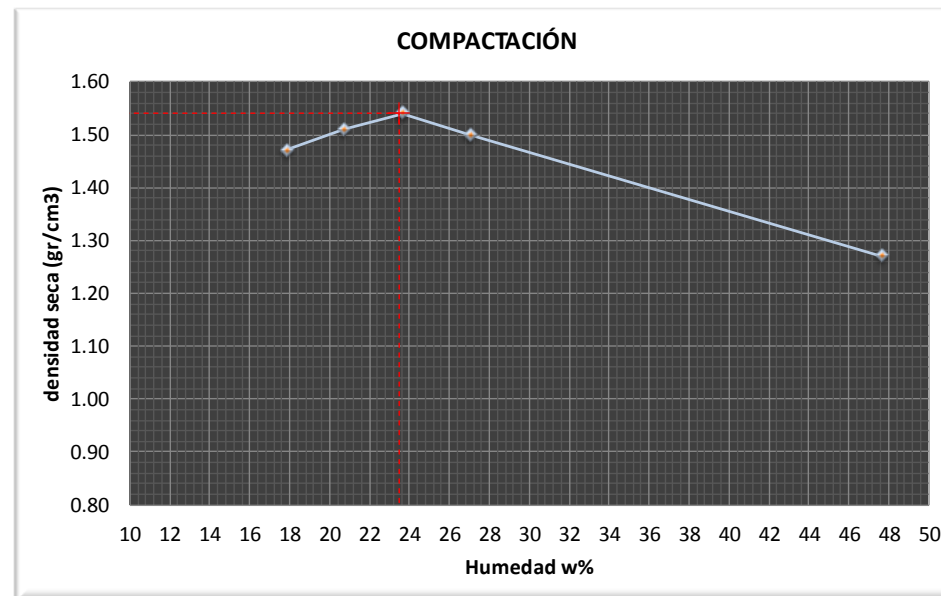
FIGURA 1.3.1.5.1.1 COMPACTACIÓN POZO 1

COMPACTACION POZO 2

CÁPSULAS		PUNTO 01		PUNTO 02		PUNTO 03		PUNTO 04		PUNTO 05	
		S13	ZL3	L12	E9	A8	C7	X2	S35	X2	S35
Masa tarro más muestra húmeda	Mtm=	44.90	46.64	50.97	54.48	52.35	32.98	54.88	57.98	32.39	38.40
Masa tarro más muestra seca	Mts=	40.91	42.37	45.40	48.29	45.82	29.46	47.72	49.57	27.75	32.25
Masa del agua contenida	Mw=	3.99	4.27	5.57	6.19	6.53	3.52	7.16	8.41	4.64	6.15
Masa del tarro	Mt=	18.72	18.23	18.45	18.5	17.89	14.74	20.91	18.76	18.53	18.58
Masa del suelo seco	Ms=	22.19	24.14	26.95	29.79	27.93	14.72	26.81	30.81	9.22	13.67
Contenido de agua en porcentaje	w%=	17.98	17.69	20.67	20.78	23.38	23.91	26.71	27.3	50.33	44.99
Contenido de agua promedio%	w%=	17.84		20.73		23.65		27.01		47.66	
Volúmen de molde (cm ³)	Vml=	944		944		944		944		944	
Masa molde (gr)	Mml=	4295		4295		4295		4295		4295	
Masa de muestra + MOLDE (gr)	Mms+ml=	5927		6009		6087		6084		6069	
Masa muestra	Mms=	1632		1714		1792		1789		1774	
Densidad húmeda (gr/cm ³)	ym=	1.73		1.82		1.90		1.90		1.88	
Peso unitario seco (gr/cm ³)	yd=	1.47		1.51		1.54		1.5		1.27	

humedad en porcentaje	densidad seca (gr/cm ³)
17.84	1.47
20.73	1.51
23.65	1.54
27.01	1.5
47.66	1.27

maximo para x	maximo para y
23.5	1.54



HUMEDAD ÓPTIMA: 23.50%

FIGURA 1.3.1.5.1.2 COMPACTACIÓN POZO 2

Client	Tesis Geovanny Ruiz - Ivan Ballesteros	Lab Ref	
Project	Uso del EPS como material de relleno	Job	TESIS 001-2012
Borehole		Sample Depth	2
Location	MUISNE - ESMERALDAS	Depth	1.50

Test Details			
Standard	ASTM D2435-96 / AASHTO T216-94	Particle Specific Gravity	2.69
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Method of Testing (A/B)	A		
Sample Description	MUESTRA 1 - POZO 1 - EL MANGO BUENA VISTA		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Description	
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Specimen Mass	101.96 g	Condition	Inundated
Specimen Height	19.50 mm	Preparation	
Comments			

Apparatus			
Ring Number	2	Ring Diameter	63.50 mm
Ring Height	19.50 mm	Ring Weight	62.17 g
Lever Ratio	10.00 : 1	Drainage	Double-Sided

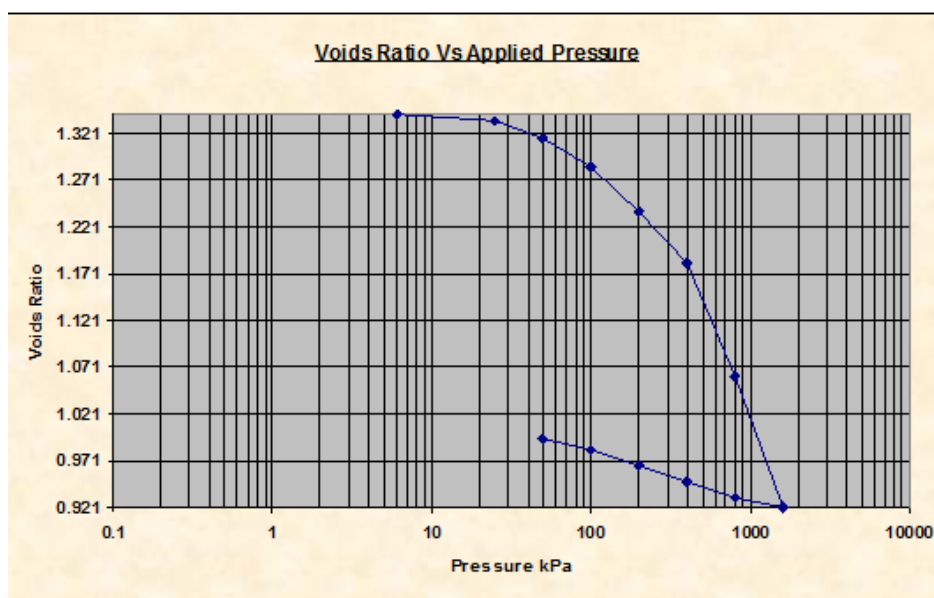


FIGURA 1.3.1.6.1. RESULTADO DE ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

Client	Tesis Geovanny Ruiz - Ivan Ballesteros	Lab Ref	
Project	Uso del EPS como material de relleno	Job	TESIS 001-2012
Borehole		Sample	2
Location	MUISNE - ESMERALDAS	Depth	1.50

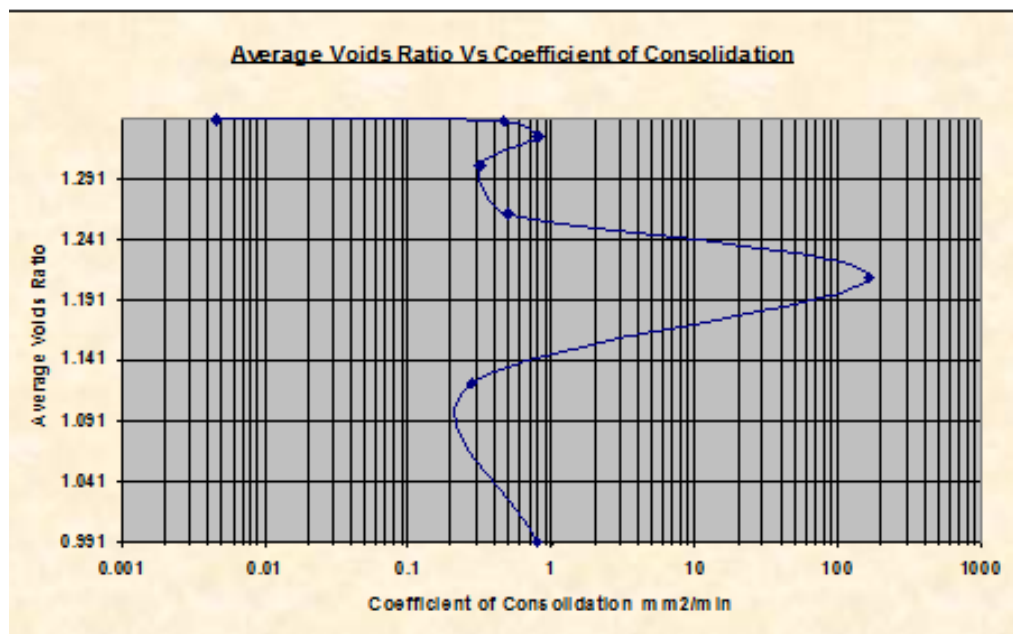


FIGURA 1.3.1.6.1'' RESULTADO DE ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

Relación entre DCP(mm/golpe) y:	Ecuación	Autor/Autores	Observaciones
Límite Líquido (%)	$LL = 0,62 \cdot \text{Log}(DCP) - 1,14$	Gabr, M. et al. (2001)	Suelo con alto contenido de finos (60%).
Grado de Saturación (%)	$S = 1 - e^{-0,065 \cdot DCP}$	Gabr, M. et al. (2001)	Suelo con alto contenido de finos (60%).
Valor de Soporte California (CBR %)	$\text{Log}(CBR) = 2,465 - 1,12 \cdot \text{Log}(DCP)$ o expresada también: $CBR = \frac{292}{DCP^{1,12}}$	Van Vuren (1968), Kleyn (1975), Livneh e Ishai (1987), Webster (1992) y Siekmeier (1999).	Apta para todo tipo de suelos (granulares y cohesivos). 1)
Valor de Soporte California (%)	$\text{Log}(CBR) = 2,317 - 0,858 \cdot \text{Log}(DCP)$	Transport Road Research TRRL (1986).	Apta para todo tipo de suelos. 2)
Valor de Soporte California (%)	$CBR = \frac{1}{0,002871 \cdot DCP}$	Webster S.L. et al. (1994).	Para suelos CH. 3)
Valor de Soporte California (%)	$CBR = \frac{1}{(0,017019 \cdot DCP)^2}$	Webster S.L. et al. (1994).	Para suelos CL con CBR < 10 %. 4)
Módulo Resiliente (Mpa)	$MR = 537,76 \cdot DCP^{-0,6645}$	Chen D. et al. (2005).	Estudio realizado en bases y sub-bases de diferentes autopistas de Estados Unidos.

Relación entre DCP(mm/golpe) y:	Ecuación	Autor/Autores	Observaciones
Módulo Resiliente (Mpa)	$MR = 532,1 \cdot DCP^{-0,492}$	George y Uddin (2000).	Suelos finos.
Módulo Resiliente (Mpa)	$MR = 235,3 \cdot DCP^{-0,475}$	George y Uddin (2000).	Suelos gruesos.
Compresión No Confinada (kPa)	$\text{Log}(UCS) = 3,29 - 0,809 \cdot \text{Log}(DCP)$	McElvaney y Djatnika (1991).	Suelos con limos.

FIGURA 1.3.1.7.1 TABLA CORRELACIONES DCP-CBR-MR

PENETRACIÓN	GOLPES PARCIALES
70	0
142	1
275	2
336	3
391	4
440	5
480	6
515	7
545	8
580	9
610	10
635	11
660	12
680	13
710	14
728	15
745	16
762	17
780	18
796	19
820	20
830	21
850	22
865	23
880	24
896	25
910	26

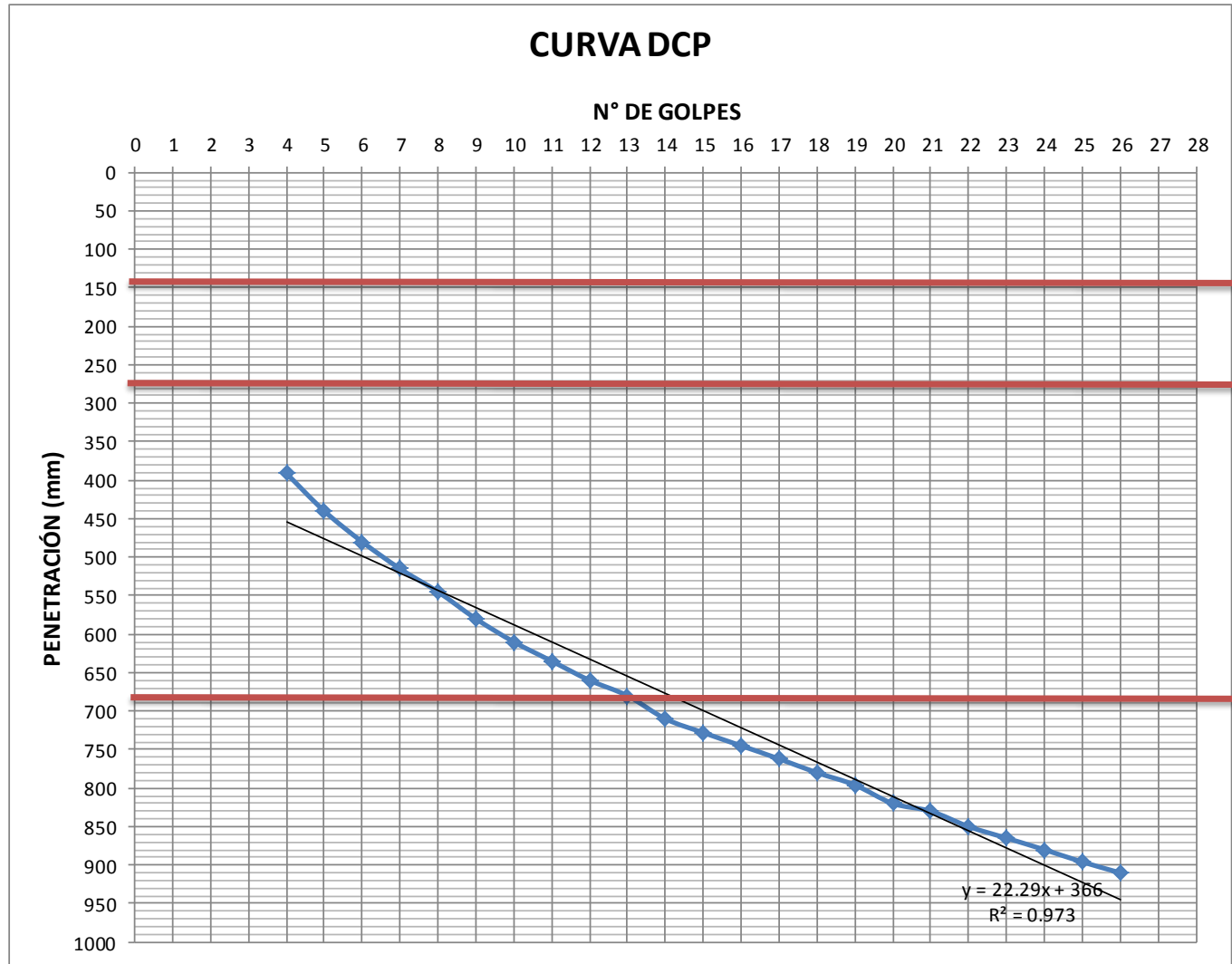


FIGURA 1.3.1.7.1.1 ENSAYO DCP POZO 1

SUELO CON ALTO CONTENIDO DE FINOS

	1	2	3	4
DCP=	80.00	60.00	43.64	22.69
LL=	3.99	3.75	12.33	29.94
S=	0.99	0.98	0.94	0.77

FÓRMULA A EMPLEAR: 2) De la tabla de correlaciones DCP-CBR

CBR=	2.155	2.975	4.250	8.839
------	-------	-------	-------	-------

PROMEDIO :

CBR insitu= 5

Tabla XVIII. Clasificación cualitativa de los suelos por medio de su CBR

No. CBR	CLASIFICACIÓN GENERAL	USOS	SISTEMA DE CLASIFICACIÓN	
			UNIFICADO	AASHTO
0 - 3	Muy pobre	Sub-rasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3 - 7	Pobre a regular	Sub-rasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7 - 20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20 - 50	Bueno	Base, Sub-base	GM, GC, SW, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
> 50	Excelente	Base	GW, GM	A1a, A2-4, A3

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 191.

MR=	29.2	35.4	43.7	67.5
-----	------	------	------	------

MR : 44.0

FIGURA 1.3.1.7.1.1' ENSAYO DCP POZO 1

PENETRACIÓN (mm)	GOLPES PARCIALES
50	0
166	1
250	2
330	3
395	4
440	5
480	6
520	7
550	8
575	9
595	10
620	11
655	12
680	13
710	14
740	15
770	16
800	17
820	18
830	19
850	20
880	21
900	22
920	23
950	24
970	25

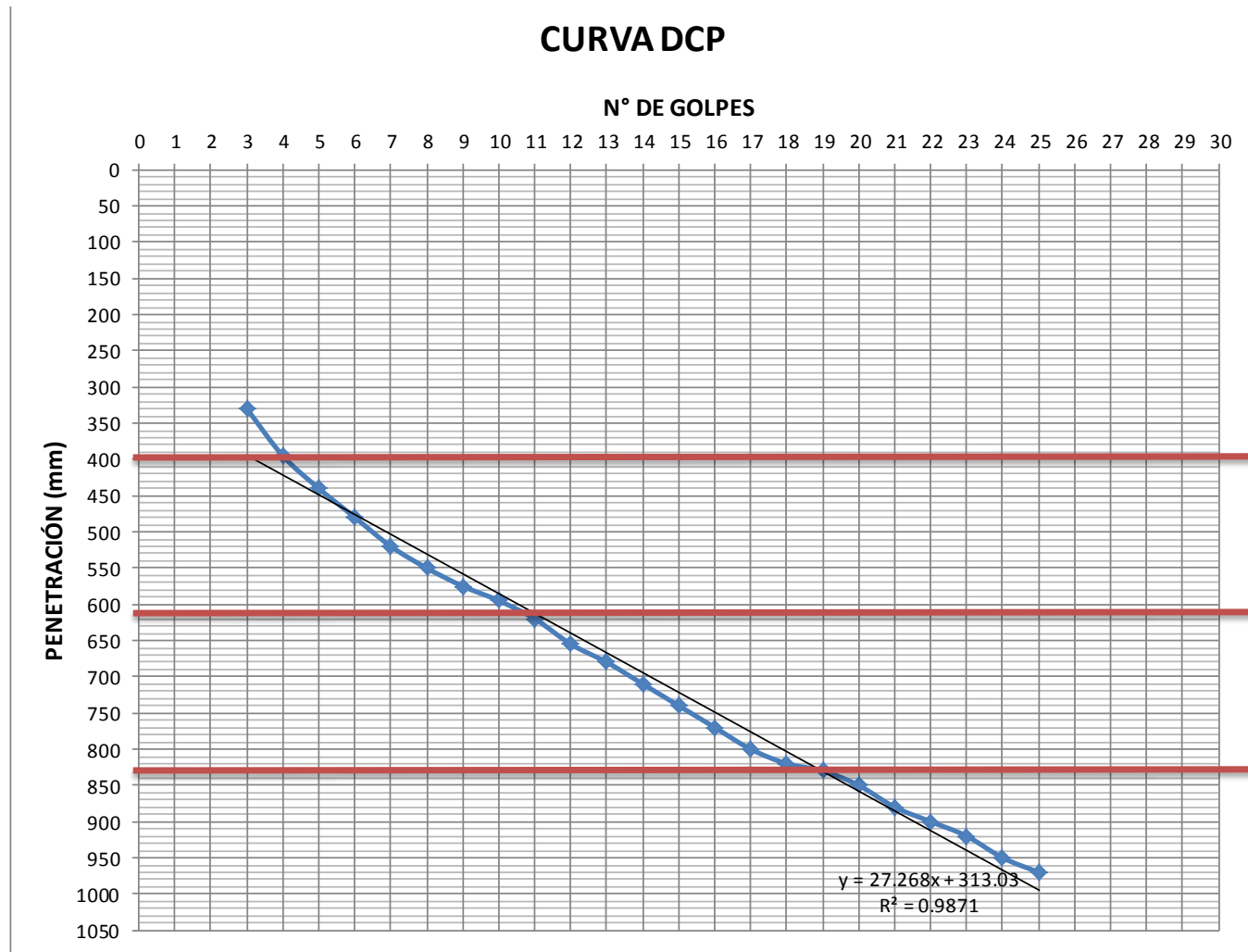


FIGURA 1.3.1.7.1.2 ENSAYO DCP POZO 2

SUELO CON ALTO CONTENIDO DE FINOS

	1	2	3	4
DCP=	87.50	50.91	41.32	36.60
LL=	6.40	8.18	13.80	17.06
S=	1.00	0.96	0.93	0.91

FÓRMULA A EMPLEAR: 2) De la tabla de correlaciones DCP-CBR

CBR=	1.950	3.576	4.518	5.175
------	-------	-------	-------	-------

PROMEDIO :

CBR insitu= 4

Tabla XVIII. Clasificación cualitativa de los suelos por medio de su CBR

No. CBR	CLASIFICACIÓN GENERAL	USOS	SISTEMA DE CLASIFICACIÓN	
			UNIFICADO	AASHTO
0 - 3	Muy pobre	Sub-rasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3 - 7	Pobre a regular	Sub-rasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7 - 20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20 - 50	Bueno	Base, Sub-base	GM, GC, SW, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
> 50	Excelente	Base	GW, GM	A1a, A2-4, A3

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 191.

MR=	27.6	39.5	45.4	49.2
-----	------	------	------	------

MR : 40.4

FIGURA 1.3.1.7.1.2' ENSAYO DCP POZO 2

CBR POZO 1						
ESPONJAMIENTO POZO 1						
MOLDES N°	B3		A3		14	
TIEMPO	dial	%	dial	%	dial	%
0 día	5	0.00	5	0.00	5	0.00
1 día	182	3.89	162	3.46	150	3.21
2 día	263	5.62	205	4.38	192	4.10
3 día	312	6.67	251	5.36	243	5.19
4 día	326	6.97	292	6.24	274	5.85

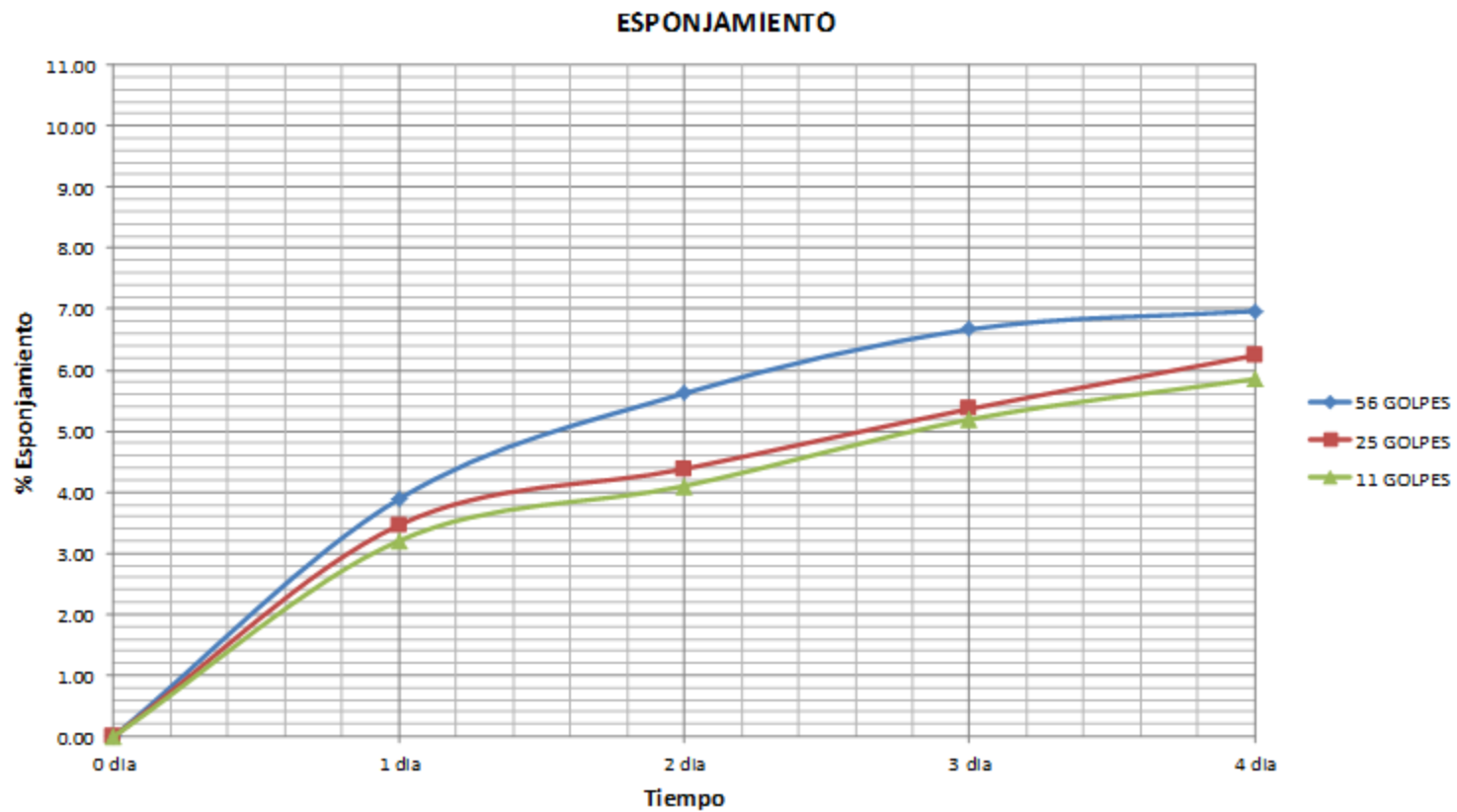


FIGURA 1.3.1.8.1 CBR EN LABORATORIO POZO 1

PENETRACIÓN POZO 1						
MOLDES N°	B3		A3		14	
penetración (pulgadas)	56 Golpes		25 Golpes		11 Golpes	
	dial	presión lb/plg ²	dial	presión lb/plg ²	dial	presión lb/plg ²
0.000	0.00	0.0000	0.00	0.0000	0.00	0.0000
0.025	2.00	26.9067	2.00	26.9077	1.00	23.5077
0.050	3.00	30.3067	3.00	30.3077	2.00	26.9077
0.075	5.00	37.1067	5.00	37.1077	3.00	30.3077
0.100	7.00	43.9067	6.00	40.5077	4.00	33.7077
0.200	13.00	64.3067	10.00	54.1077	5.00	37.1077
0.300	19.00	84.7067	12.00	60.9077	7.00	43.9077
0.400	23.00	98.3067	15.00	71.1077	9.00	50.7077
0.500	27.00	111.9067	19.00	84.7077	10.00	54.1077

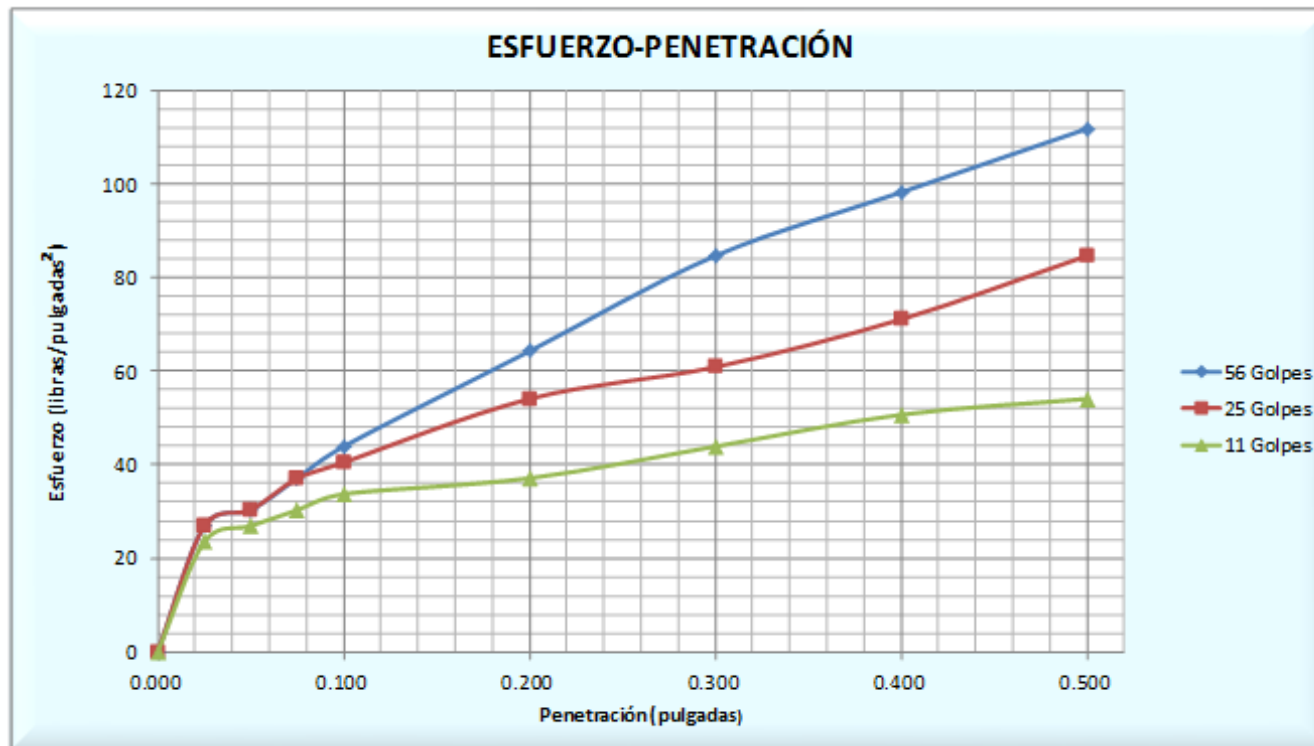
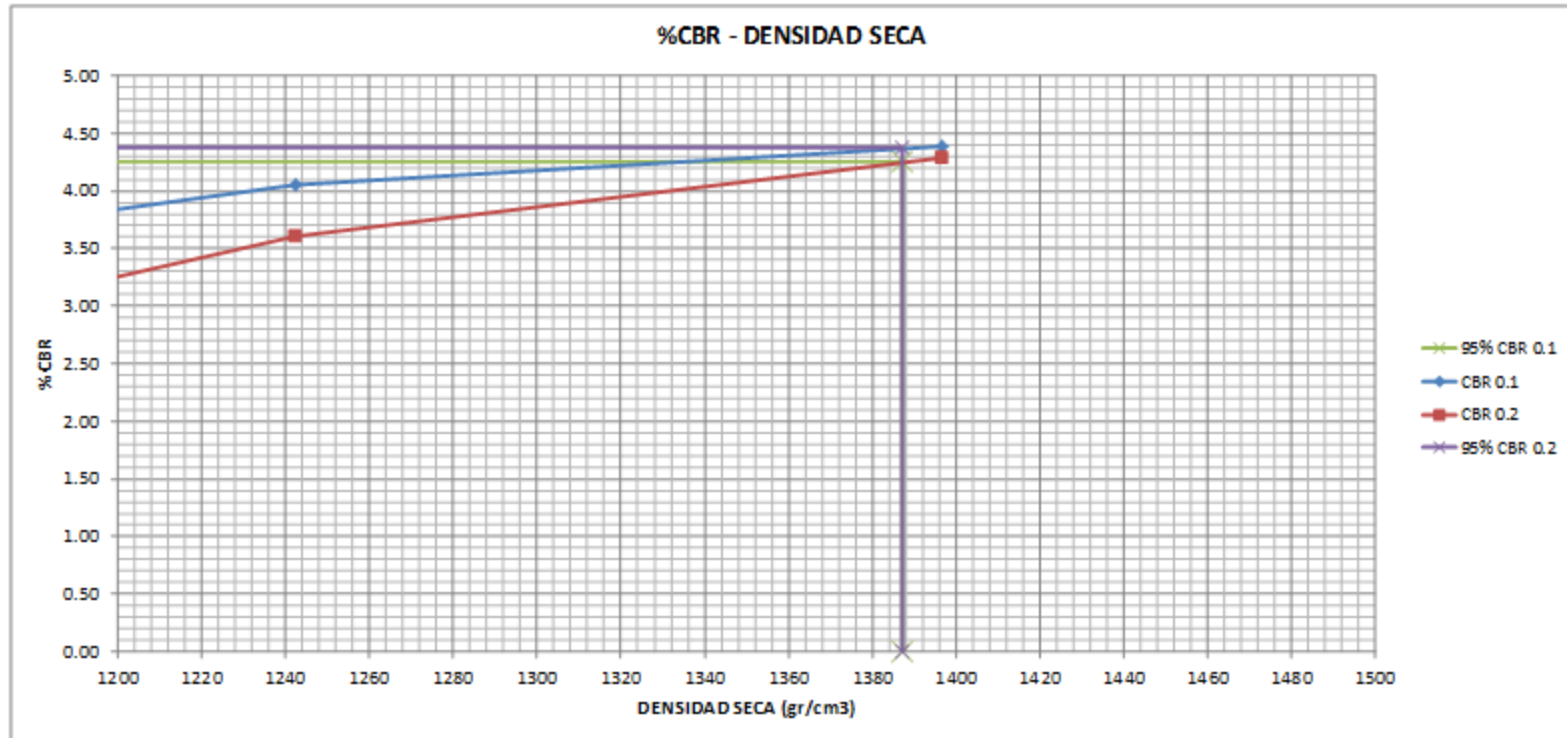


FIGURA 1.3.1.8.1' CBR EN LABORATORIO POZO 1

DENSIDAD AL MOLDEO	CBR 0.1"	CBR 0.2"	MOLDE
kg/m ³			
1396.82	4.3907	4.2871	B3
1242.49	4.0508	3.6072	A3
1106.01	3.3708	2.4738	14

DATOS DEL ENSAYO DE COMPACTACIÓN P1

DENSIDAD SECA : 1480 gr/cm³
 95% DENSIDAD SECA : 1387 gr/cm³



VALORES CBR POZO 1			
presión lb/plg ²	valor CBR 0.1"	presión lb/plg ²	valor CBR 0.2"
43.90666667	4.39066667	64.30666667	4.287111111
40.50766667	4.05076667	54.10766667	3.607177778
33.70766667	3.37076667	37.10766667	2.473844444
CBR (95% gd max.) = 4.25		CBR (95% gd max.) = 4.38	

FIGURA 1.3.1.8.1'' CBR EN LABORATORIO POZO 1

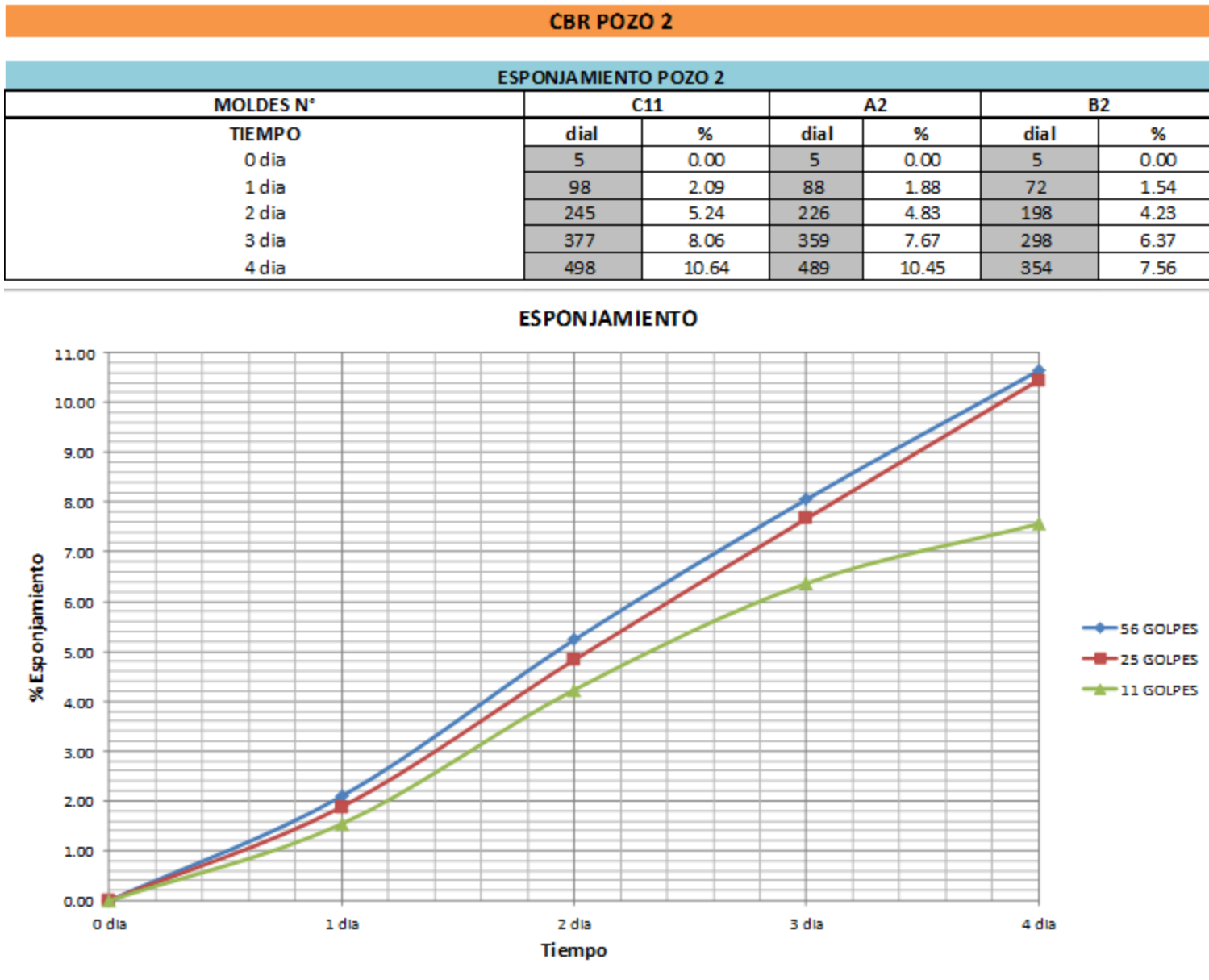


FIGURA 1.3.1.8.2' CBR EN LABORATORIO POZO 2

PENETRACIÓN POZO 2						
MOLDES N°	C11		A2		B2	
penetración (pulgadas)	56 Golpes		25 Golpes		11 Golpes	
	dial	presión lb/plg ²	dial	presión lb/plg ²	dial	presión lb/plg ²
0.00	0.00	0.0000	0.00	0.0000	0.00	0.0000
0.025	1.80	26.2267	0.80	22.8277	0.60	22.1477
0.050	3.00	30.3067	1.80	26.2277	1.80	26.2277
0.075	4.20	34.3867	2.50	28.6077	2.00	26.9077
0.100	5.60	39.1467	3.00	30.3077	2.50	28.6077
0.200	10.50	55.8067	6.00	40.5077	5.00	37.1077
0.300	13.20	64.9867	8.80	50.0277	6.80	43.2277
0.400	16.50	76.2067	9.80	53.4277	7.20	44.5877
0.500	19.00	84.7067	11.50	59.2077	8.80	50.0277

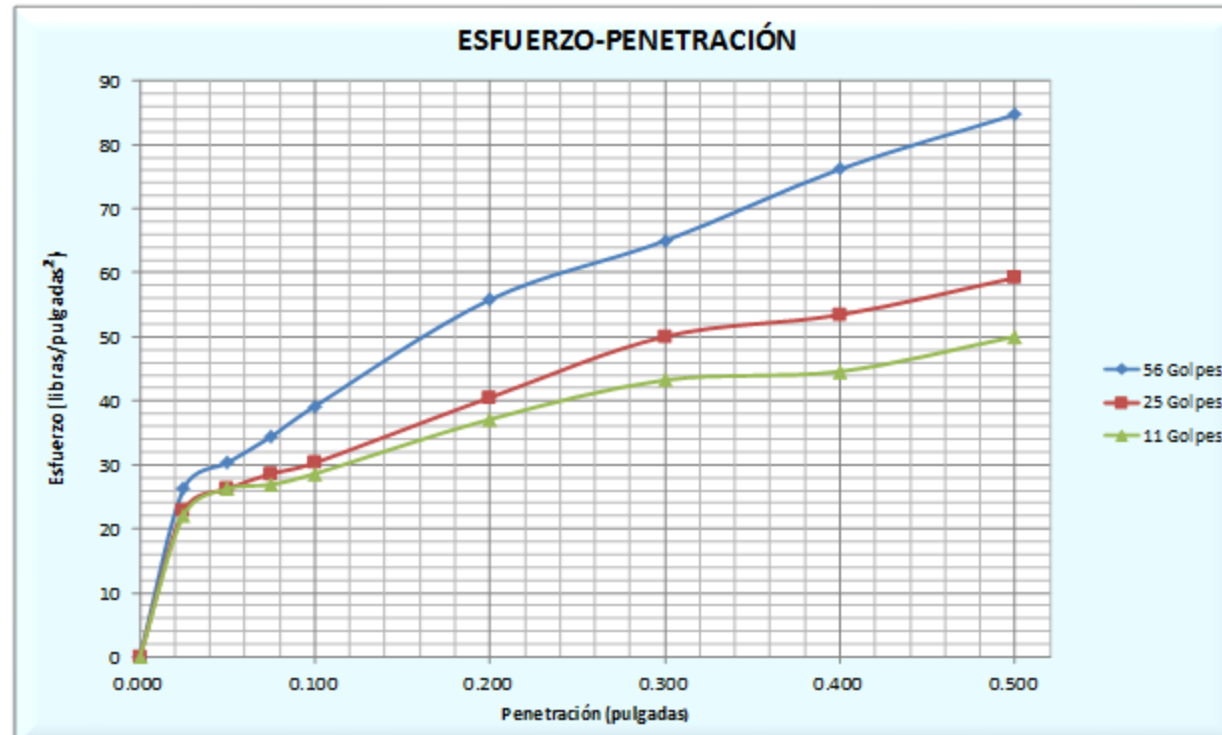
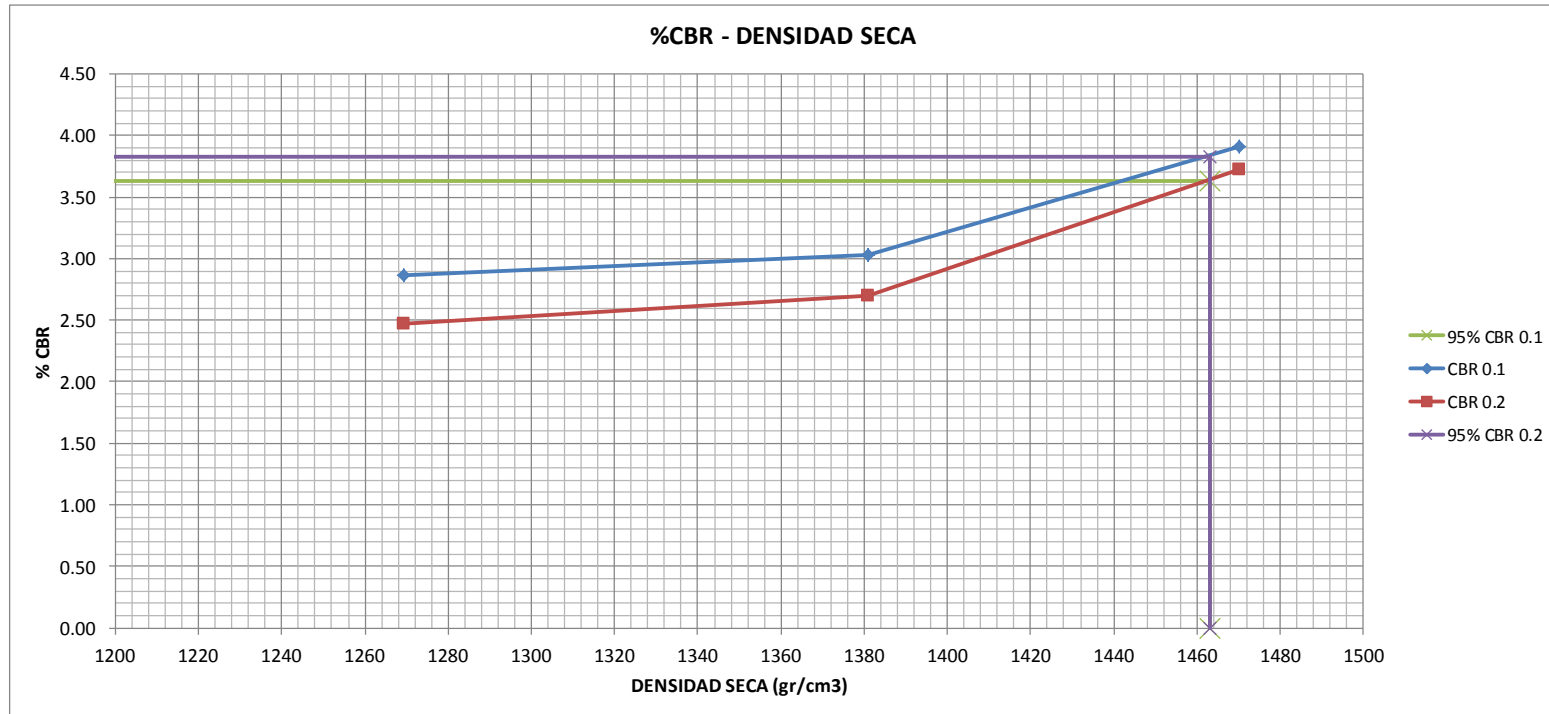


FIGURA 1.3.1.8.2' CBR EN LABORATORIO POZO 2

DENSIDAD AL MOLDEO kg/m ³	CBR 0.1"	CBR 0.2"	MOLDE
1470.32	3.9147	3.7204	C11
1380.95	3.0308	2.7005	A2
1269.36	2.8608	2.4738	B2

DATOS DEL ENSAYO DE COMPACTACIÓN

DENSIDAD SECA : 1540 gr/cm³
 95% DENSIDAD SECA : 1463 gr/cm³



VALORES CBR			
presión lb/plg ²	valor CBR 0.1"	presión lb/plg ²	valor CBR 0.2"
39.14666667	3.91466667	55.80666667	3.720444444
30.30766667	3.03076667	40.50766667	2.700511111
28.60766667	2.86076667	37.10766667	2.473844444
CBR (95% gd max.) = 3.63		CBR (95% gd max.) = 3.83	

FIGURA 1.3.1.8.2'' CBR EN LABORATORIO POZO 2

	TEMPERATURA	HUMEDAD
CONDICIONES DE ENSAYO :	23 +- 2°C	50 +-5%

	UNIDADES
NUMERO DE PROBETAS :	3

CALCULO : $D = W_s/V$

D : Densidad de la probeta, kg/m3

Ws : Peso de la probeta, kg

V : Volumen de la probeta, m3

g/cm3

PROBETA N°	1	2	3
Ws	0.80	0.81	0.81
V	27.45	27.09	27.73
D	0.029144	0.029900	0.029210

kg/m3

PROBETA N°	1	2	3
Ws	0.00080000	0.00081000	0.00081000
V	0.00002745	0.00002709	0.00002773
D	29.144	29.900	29.210

DENSIDAD PROMEDIO: **29.42 kg/m3**

FIGURA 2.2.1.1 DENSIDAD APARENTE

L1 (m)	L2 (m)	AREA DE CONTACTO (m2)	FUERZA (N)	RESISTENCIA (kPa)
0.06	0.06	0.0036	0	0
0.06	0.06	0.0036	80.00	22.2222222
0.06	0.06	0.0036	349.33	97.0361111
0.06	0.06	0.0036	374.66	104.072222
0.06	0.06	0.0036	399.99	111.108333
0.06	0.06	0.0036	425.32	118.144444
0.06	0.06	0.0036	450.65	125.180556
0.06	0.06	0.0036	475.98	132.216667
0.06	0.06	0.0036	501.31	139.252778
0.06	0.06	0.0036	526.64	146.288889
0.06	0.06	0.0036	551.97	153.325
0.06	0.06	0.0036	577.30	160.361111
0.06	0.06	0.0036	602.63	167.397222
0.06	0.06	0.0036	627.96	174.433333
0.06	0.06	0.0036	653.29	181.469444
0.06	0.06	0.0036	678.62	188.505556
0.06	0.06	0.0036	750.52	208.477778

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN : 208.48 kPa

FIGURA 2.2.2.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

L1 (m)	L2 (m)	AREA DE CONTACTO (m2)	FUERZA (N)	RESISTENCIA (kPa)
0.10	0.01	0.001	0	0
0.10	0.01	0.001	20	20
0.10	0.01	0.001	45.33	45.33
0.10	0.01	0.001	70.66	70.66
0.10	0.01	0.001	95.99	95.99
0.10	0.01	0.001	121.32	121.32
0.10	0.01	0.001	146.65	146.65
0.10	0.01	0.001	171.98	171.98
0.10	0.01	0.001	197.31	197.31
0.10	0.01	0.001	222.64	222.64
0.10	0.01	0.001	247.97	247.97
0.10	0.01	0.001	273.3	273.3
0.10	0.01	0.001	298.63	298.63
0.10	0.01	0.001	323.96	323.96
0.10	0.01	0.001	349.29	349.29
0.10	0.01	0.001	374.62	374.62
0.10	0.01	0.001	420.63	420.63

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN MUESTRA 1 : 420.63 kPa

L1 (m)	L2 (m)	AREA DE CONTACTO (m2)	FUERZA (N)	RESISTENCIA (kPa)
0.10	0.01	0.001	0	0
0.10	0.01	0.001	20	20
0.10	0.01	0.001	50.13	50.13
0.10	0.01	0.001	80.26	80.26
0.10	0.01	0.001	110.39	110.39
0.10	0.01	0.001	140.52	140.52
0.10	0.01	0.001	170.65	170.65
0.10	0.01	0.001	200.78	200.78
0.10	0.01	0.001	230.91	230.91
0.10	0.01	0.001	261.04	261.04
0.10	0.01	0.001	291.17	291.17
0.10	0.01	0.001	321.3	321.3
0.10	0.01	0.001	351.43	351.43
0.10	0.01	0.001	381.56	381.56
0.10	0.01	0.001	411.69	411.69
0.10	0.01	0.001	421.51	421.51
0.10	0.01	0.001	429.56	429.56

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN MUESTRA 2 : 429.56 kPa

L1 (m)	L2 (m)	AREA DE CONTACTO (m2)	FUERZA (N)	RESISTENCIA (kPa)
0.10	0.01	0.001	0	0
0.10	0.01	0.001	15	15
0.10	0.01	0.001	40.33	40.33
0.10	0.01	0.001	65.66	65.66
0.10	0.01	0.001	90.99	90.99
0.10	0.01	0.001	116.32	116.32
0.10	0.01	0.001	141.65	141.65
0.10	0.01	0.001	166.98	166.98
0.10	0.01	0.001	192.31	192.31
0.10	0.01	0.001	217.64	217.64
0.10	0.01	0.001	242.97	242.97
0.10	0.01	0.001	268.3	268.3
0.10	0.01	0.001	293.63	293.63
0.10	0.01	0.001	318.96	318.96
0.10	0.01	0.001	344.29	344.29
0.10	0.01	0.001	369.62	369.62
0.10	0.01	0.001	419.12	419.12

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN MUESTRA 3 : 419.12 kPa

L1 (m)	L2 (m)	AREA DE CONTACTO (m2)	FUERZA (N)	RESISTENCIA (kPa)
0.10	0.01	0.001	0	0
0.10	0.01	0.001	15	15
0.10	0.01	0.001	43.73	43.73
0.10	0.01	0.001	72.46	72.46
0.10	0.01	0.001	101.19	101.19
0.10	0.01	0.001	129.92	129.92
0.10	0.01	0.001	158.65	158.65
0.10	0.01	0.001	187.38	187.38
0.10	0.01	0.001	216.11	216.11
0.10	0.01	0.001	244.84	244.84
0.10	0.01	0.001	273.57	273.57
0.10	0.01	0.001	302.3	302.3
0.10	0.01	0.001	331.03	331.03
0.10	0.01	0.001	359.76	359.76
0.10	0.01	0.001	388.49	388.49
0.10	0.01	0.001	417.22	417.22
0.10	0.01	0.001	422.26	422.26

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN MUESTRA 4 : 422.26 kPa

RESISTENCIA PROMEDIO A FLEXIÓN : 422.89 kPa

FIGURA 2.2.3.1 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

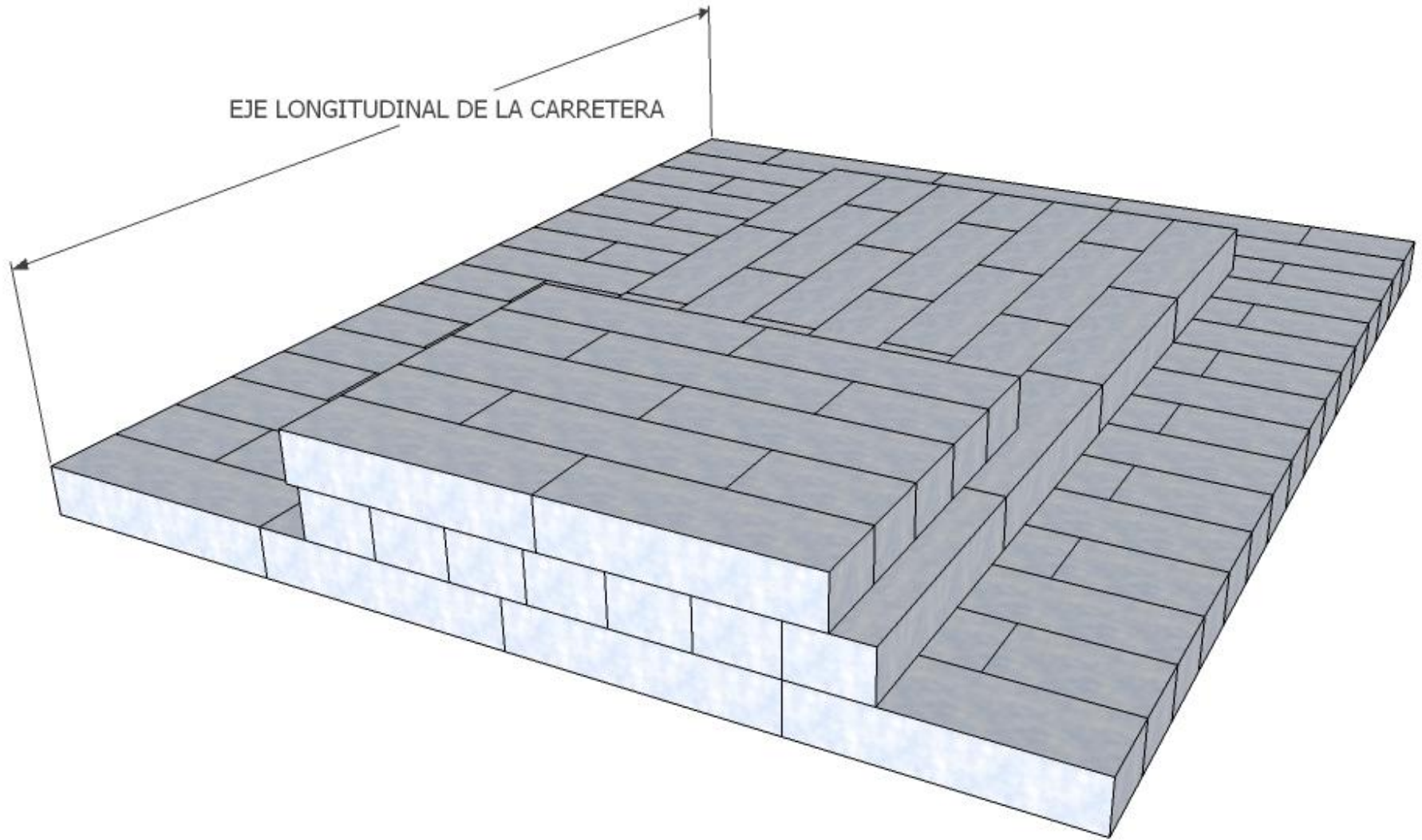


FIGURA 3.3.1 VISTA ISOMÉTRICA DE UN TÍPICO ARREGLO DE GEOBLOQUE EPS PARA UNA CARRETERA

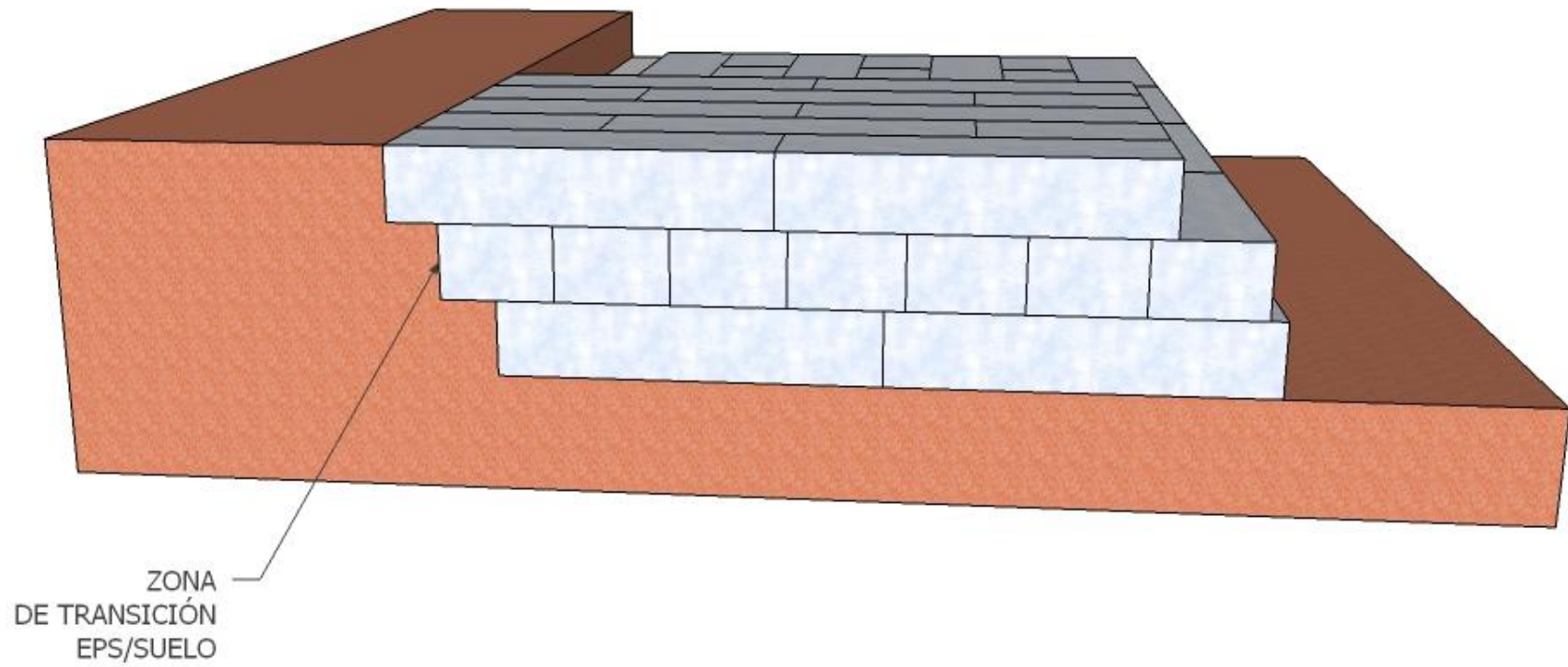


FIGURA 3.4.1 SECCIÓN TÍPICA DE TRANSICIÓN DEL EPS AL SUELO DE FUNDACIÓN.

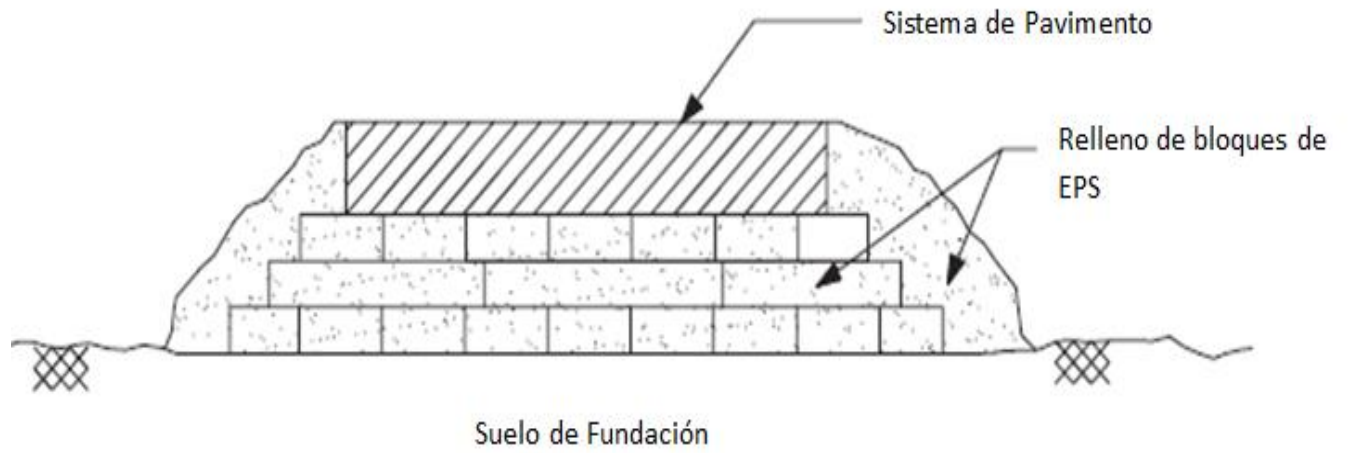


Figura 4.1.1 COMPONENTES DEL SISTEMA DE GEOBLOQUE EPS.

FASE DE DISEÑO	ESTADO LIMITE	MECANISMO DE FALLA	ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN	CARACTERÍSTICAS
ESTABILIDAD EXTERNA	SLS	Asentamiento	Añadir suelo de mejoramiento	Asentamientos excesivos y/o diferenciales debido a laterales y verticales deformaciones en el suelo de fundación
	ULS	Capacidad de carga	Añadir suelo de mejoramiento	Movimientos verticales en el terraplen completo sobre el suelo de fundación debido a la falla de la capacidad de carga del terraplén.
	ULS	Estabilidad de talud	Añadir suelo de mejoramiento	Movimientos verticales en el terraplen completo sobre el suelo de fundación debido a la inestabilidad rotacional del talud del terraplén.
	ULS	Estabilidad sísmica	Añadir resistencia horizontal de corte entre el terraplén y el suelo de fundación.	Desplazamiento Horizontal del terraplén debido a cargas sísmicas
			Ajustar el ancho o alto del terraplén con paredes verticales	El vuelco del terraplén alrededor del dedo del pie del talud entre el terraplén y la interfaz suelo de fundación
	ULS	Flotación hidrostática (flotación)	Implementar anclajes al suelo	Desplazamiento vertical del terraplén debido al crecimiento de el nivel freático (presión por flotación).
	ULS	Desplazamiento lateral debido a cargas de agua	Añadir resistencia horizontal de corte entre el terraplén y el suelo de fundación.	Desplazamiento horizontal del terraplén debido a un desbalance de carga por existencia de una fuente de agua lateral (presión hidrostática lateral).
			Ajustar el ancho o alto del terraplén con paredes verticales	El vuelco del terraplén alrededor del dedo del pie del talud entre el terraplén y la interfaz suelo de fundación
	ULS	Desplazamiento lateral debido a cargas de viento	Añadir resistencia horizontal de corte entre el terraplén y el suelo de fundación.	Desplazamiento Horizontal del terraplén debido a cargas extremas de viento.
			Ajustar el ancho o alto del terraplén con paredes verticales	El vuelco del terraplén alrededor del dedo del pie del talud entre el terraplén y la interfaz suelo de fundación
ESTABILIDAD INTERNA	ULS	Estabilidad sísmica	Añadir resistencia horizontal de corte entre los geobloques y entre el sist. De pavimento y la capa superior de geobloques EPS	Adecuada resistencia al corte horizontal entre los geobloques y la adecuada resistencia al corte entre el sistema de pavimento y la masa de geobloque EPS e incluido el material de separación, si alguno es usado
	ULS	Flotación hidrostática (flotación)	Añadir resistencia horizontal de corte entre los geobloques.	Adecuada resistencia al corte horizontal entre los geobloques debido a una carga desbalanceada de agua en los laterales del terraplén.
	ULS	Desplazamiento lateral debido a cargas de viento	Añadir resistencia horizontal de corte entre los geobloques.	Adecuada resistencia al corte horizontal entre los geobloques
	SLS	Capacidad portante	Propiedades del geobloque EPS	Excesiva deformación vertical
SISTEMA DE PAVIMENTO	SLS	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE O RÍGIDO	sist. De pavimento, densidad de los geobloques EPS superiores y capa de separación entre el pavimento y los geobloques EPS.	Dar soporte a la subrasante de cargas de tráfico y protección a la masa de geobloques EPS del ambiente externo, así como de las posibles variaciones climáticas.

SLS : Estado límite de servicio

ULS : Estado límite último

* Un aumento de la sobrecarga como la tensión de carga muerta impuesta por el sistema de pavimento y/o del relleno, puede disminuir el factor de seguridad del mecanismo de falla.

TABLA 4.2.1 RESÚMEN DE ESTADOS LÍMITES DE FALLA DE ACUERDO A LA FASE DE DISEÑO.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE TERRAPLEN PARA CARRETERA CON EL SISTEMA GEOBLOQUES EPS

Nº	PASO A SEGUIR	DESCRIPCION	TOLERANCIA	RESPUESTA DESFAVORABLE
1	Investigación preliminar	En donde se conocerán las características físico-mecánicas del suelo donde nuestro sistema de relleno ultraliviano de poliestireno expandido será asentado, así tenemos la información suficiente para empezar a tener una idea del arreglo geométrico que puede presentar nuestro diseño global de acuerdo a las cargas del terraplen.	NO APLICA	
2	Pre-selección del Geobloque de Poliestireno expandido y el sistema de pavimento.	En este punto se realizará una selección preliminar del tipo de Geobloque y del sistema de pavimento, aun así se debe tomar en cuenta que éstos parámetros no serán definitivos y se encontraran sujetos a posibles modificaciones si fuese necesario con los requerimientos que se mencionaran posteriormente.	NO APLICA	
3	Preselección del arreglo geométrico del terraplén.	Se necesita determinar un arreglo geométrico del terraplén debido a que generalmente el costo del bloque de poliestireno expandido es más alto que el de suelo en volumen, por lo tanto es muy requerido optimizar el uso de los geobloques pero sin sobrepasar el límite mínimo para poder satisfacer el criterio de diseño y estabilidad. Es por esa razón que es necesario encontrar el menor número de bloques a usar en el proyecto, y obtener a la vez estabilidad del terraplén tanto externa como internamente, dando como resultado un óptimo diseño técnico-económico.	NO APLICA	
4	Asentamiento aceptable.	Evaluación de estabilidad externa	ACEPTABLE O NO?	REMEDIAR PROCEDIMIENTO A
5	Factor de seguridad de capacidad de carga.	Evaluación de estabilidad externa	FS ≥ 3	REMEDIAR PROCEDIMIENTO A
6	Factor de seguridad en estabilidad de talud.	Evaluación de estabilidad externa	FS ≥ 1.5	REMEDIAR PROCEDIMIENTO A
7	Factor de seguridad en estabilidad de volcamiento.	Evaluación de estabilidad externa	FS ≥ 1.2	REMEDIAR PROCEDIMIENTO A
8	Factor de seguridad de flotabilidad.	Evaluación de estabilidad externa	FS ≥ 1.2	REMEDIAR PROCEDIMIENTO B
9	Factor de seguridad para desplazamiento y volcamiento debido a la existencia de agua.	Evaluación de estabilidad externa	FS ≥ 1.2	REMEDIAR PROCEDIMIENTO C
10	Factor de seguridad para desplazamiento y volcamiento debido a la existencia de viento.	Evaluación de estabilidad externa	FS ≥ 1.2	REMEDIAR PROCEDIMIENTO C
11	Factor de seguridad para desplazamiento debido a la existencia de agua (interno).	Evaluación de estabilidad interna	FS ≥ 1.2	REMEDIAR PROCEDIMIENTO D
12	Factor de seguridad para desplazamiento debido a la existencia de agua (interno).	Evaluación de estabilidad interna	FS ≥ 1.2	REMEDIAR PROCEDIMIENTO D
13	Estabilidad sísmica (interno).	Evaluación de estabilidad interna	FS ≥ 1.2	REMEDIAR PROCEDIMIENTO E
14	Factor de seguridad al soporte de carga.	Evaluación de estabilidad interna	FS ≥ 1.2	REMEDIAR PROCEDIMIENTO F
15	Diseño de sistema de pavimento.	Se realiza el diseño de pavimento y la verificación y además la verificación de que el tipo de EPS seleccionado en el paso 14 de un adecuado soporte al sistema de pavimento.	NO APLICA	
16	Requiere el actual sistema de pavimento un cambio significativo en la sobre carga de esfuerzo en comparacion del sistema de pavimento propuesto en el paso 2?	Se verifica que el esfuerzo vertical aplicado por el sistema de pavimento preliminar y el sistema de pavimento final tengan buen desempeño. Si el esfuerzo vertical del sistema de pavimento final es mayor que el impuesto por el preliminar, el procedimiento de diseño deberá repetirse en el Paso 4 con el mayor esfuerzo	CAMBIO SIGNIFICATIVO O NO?	REMEDIAR PROCEDIMIENTO G
17	DISEÑO FINAL DEL TERRAPLEN			

TABLA 4.3.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE TERRAPLEN PARA CARRETERA CON EL SISTEMA GEOBLOQUES EPS

PASO A SOLUCIONAR		PROCED. CORRECTIVO	SOLUCION 1	SI/NO?	SOLUCION 2	SI/NO?	RESULTADO DE SOLUCIÓN
4, 5, 6, 7	↓	A	<i>Puede el espesor de el relleno de suelo entre los bloques EPS y el suelo de subrasante ser disminuido para incrementar el espesor de EPS?</i>	SI	<i>Puede el suelo de fundación ser parcialmente excavado a una profundidad tal que disminuya el esfuerzo vertical efectivo hasta obtener una estabilidad adecuada y asentamientos tolerables?</i>	SI	Satisfecho el actual punto, continuar con el siguiente paso de diseño.
8	↓	B	<i>Si existe suelo convencional como relleno entre los bloques EPS y el suelo de fundación, puede una porcion del suelo de relleno ser sustituido por material del sistema de pavimento (material mas pesado)?</i>	NO	<i>Existe un sistema de drenaje o un sistema de anclaje adecuado?</i>	SI	Satisfecho el actual punto, continuar con el siguiente paso de diseño.
9, 10	↓	C	<i>Puede algun material de separacion entre el suelo de fundacion y el relleno EPS, ser remplazado con un material alternativo que provea de un mayor angulo de fricción?. O existe un sistema de drenaje adecuado (para el fenomeno de desplazamiento por el efecto del agua)?</i>	NO	<i>Si existe suelo convencional como relleno entre los bloques EPS y el suelo de fundación, puede una porcion del suelo de relleno ser sustituido por material del sistema de pavimento (material mas pesado)?</i>	SI	Satisfecho el actual punto, continuar con el siguiente paso de diseño.
11, ,12	↓	D	<i>Si existe suelo convencional como relleno entre los bloques EPS y el suelo de fundación, puede una porcion del suelo de relleno ser sustituido por material del sistema de pavimento (material mas pesado)?</i>	NO	<i>Es posible el uso de conectores inter-bloques en el diseño?. O existe un sistema de drenaje adecuado (para el fenomeno de desplazamiento por el efecto del agua)?</i>	SI	Satisfecho el actual punto, continuar con el siguiente paso de diseño.
15	↓	E	<i>Es posible el uso de conectores inter-bloques en el diseño?. O puede el espesor del sistema de pavimento disminuir y/o puede el sistema de pavimento realizarse con materiales de menor peso unitario?</i>	SI	<i>Se consideró la disminucion del peso del sistema de pavimento mediante el uso de materiales de menor peso unitario?</i>	NO	PROCEDER AL PASO Nº 8.
14	↓	F	<i>Puede solucionarse usando bloques de EPS con un limite elastico mas grande.</i>	SI		>	Satisfecho el actual punto, continuar con el siguiente paso de diseño.
16	↓	G	<i>Produjo el sistema de pavimento requerido un aumento (>) o disminución (<) de esfuerzo de sobrecarga?</i>	>	<i>Puede disminuir el espesor del relleno del suelo entre los bloques EPS y el suelo de fundación y asi poder incrementar el espesor de bloques EPS para compensar la sobrecarga del sistema de pavimento</i>	SI	Satisfecho el actual punto, PROCEDER CON EL PASO Nº 17

TABLA 4.3.2 PASOS CORRECTIVOS PARA EL DISEÑO DE TERRAPLÉN CON EL SISTEMA DE GEOBLOQUES EPS

Proposed AASHTO Material Designation	Design Values of Engineering Parameters			
	Minimum Allowable Full-Block Density, kg/m ³ (lbf/ft ³)	California Bearing Ratio, CBR (%)	Initial Tangent Young's Modulus, E _{ti} , MPa(lbs/in ²)	Resilient Modulus, M _R , MPa(lbs/in ²)
EPS50	20 (1.25)	2	5 (725)	5 (725)
EPS70	24 (1.5)	3	7 (1015)	7 (1015)
EPS100	32 (2.0)	4	10 (1450)	10 (1450)

Nota: El uso del EPS40 directamente debajo de las áreas pavimentadas no es recomendable y no aparece en esta tabla debido a una alta posibilidad de problemas de asentamiento.



Figura 4.7.0 PROYECTO INTERESTATAL UTAH, USA

Proyecto I-15, Utah, USA. (http://geofoam.syr.edu/GRC_i15.asp)

R (%)	EPS Type	Traffic Level					
		Low		Medium		High	
		50,000	300,000	400,000	600,000	700,000	1,000,000
50	EPS50	4*	5.1	5.3	5.5	5.7	5.9
	EPS70	3.5	4.6	4.7	5	5.1	5.3
	EPS100	3.1	4.1	4.2	4.5	4.6	4.8
75	EPS50	4.4	5.6	5.8	6.1	6.2	6.5
	EPS70	3.9	5	5.2	5.5	5.6	5.9
	EPS100	3.5	4.5	4.7	5	5.1	5.3

R= Nivel de fidelidad.

* Número de diseño estructural (SN)

TABLA 4.7.1.1. CATALOGO PARA DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE

Traffic, ESALs	Minimum Thickness , mm (in.)	
	Asphalt Concrete	Aggregate Base
Less than 50,000	25 (1.0)	100 (4.0)
50,001 – 150,000	50 (2.0)	100 (4.0)
150,001 – 500,000	64 (2.5)	100 (4.0)
500,001 – 2,000,000	76 (3.0)	150 (6.0)
2,000,001 – 7,000,000	90 (3.5)	150 (6.0)
Greater than 7,000,000	100 (4.0)	150 (6.0)

* Las unidades de los espesores se presentan en mm (plg).

TABLA 4.7.1.2 MINIMO ESPESOR PARA ASFALTO Y BASE DE AGREGADOS.

COEFICIENTE	MATERIAL		CBR	ai (1/pulg)	
a1	Capa de asfalto		>100	0.40-0.44	
	Base asfáltica		>100	0.30-0.40	
a2	Material Granular Bien graduado	Piedra picada de dureza alta	80-100	0.10-0.14	0.14
		Piedra picada de dureza media	60-80		0.13
		Grava de río	40-70		0.12
		Mezcla de arena y grava	20-50		0.11
a3	Base Granular	Arena limpia	10-30	0.06-0.10	

TABLA 4.7.1.3 RANGO DE VALORES RECOMENDADOS PARA COEFICIENTES DE MATERIALES a1, a2, a3.

Proposed AASHTO Material Designation	Design Values of Engineering Parameters			
	Minimum Allowable Full-Block Density, kg/m ³ (lbf/ft ³)	California Bearing Ratio, CBR (%)	Initial Tangent Young's Modulus, E _{ti} , MPa(lbs/in ²)	Resilient Modulus, M _R , MPa(lbs/in ²)
EPS50	20 (1.25)	2	5 (725)	5 (725)
EPS70	24 (1.5)	3	7 (1015)	7 (1015)
EPS100	32 (2.0)	4	10 (1450)	10 (1450)

Nota: El uso del EPS40 directamente debajo de las áreas pavimentadas no es recomendable y no aparece en esta tabla debido a una alta posibilidad de problemas de asentamiento.

SN vs. Módulo Resiliente (AASHTO)

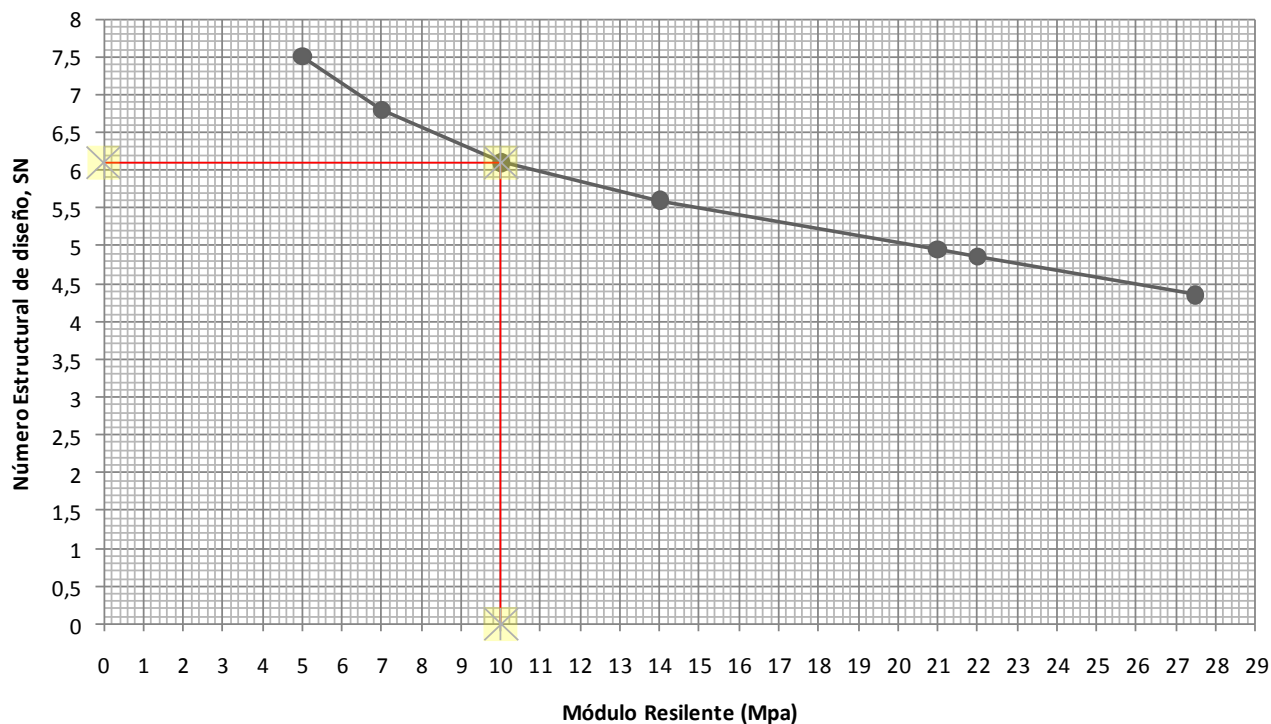


TABLA 4.7.1.4 VALORES PARA DISEÑO DE PAVIMENTO DEL GEOBLOQUE EPS.

Asphalt Concrete	Crushed Stone Base	Sandy Gravel Subbase	No PCC Slab Separation Layer		4-In PCC Slab Separation Layer		6-In PCC Slab Separation Layer	
			Stress kPa (lbs/ft ²)	Avg. Unit Weight Kg/m ³ (lbf/ft ³)	Stress kPa (lbs/ft ²)	Avg. Unit Weight kg/m ³ (lbf/ft ³)	Stress kPa (lbs/ft ²)	Avg. Unit Weight kg/m ³ (lbf/ft ³)
25.4 (1)	101.6 (4)	482.6 (19)	12.6 (263)	20.8 (132)	12.9 (269)	21.3 (135)	13.1 (274)	21.5 (136)
50.8 (2)	101.6 (4)	457.2 (18)	12.7 (265)	20.9 (133)	13 (272)	21.4 (136)	13.2 (276)	21.7 (138)
63.5 (2.5)	152.4 (6)	444.5 (17.5)	12.8 (267)	20.9 (133)	13.1 (274)	21.5 (136)	13.3 (278)	21.7 (138)
76.2 (3)	152.4 (6)	381 (15)	12.9 (269)	21.1 (134)	13.2 (276)	21.6 (137)	13.4 (280)	21.9 (139)
88.9 (3.5)	152.4 (6)	368.3 (14.5)	12.9 (269)	21.1 (134)	13.2 (276)	21.7 (138)	13.4 (280)	21.9 (139)
101.6 (4)	152.4 (6)	355.6 (14)	12.9 (269)	21.2 (135)	13.2 (276)	21.7 (138)	13.4 (280)	22.0 (140)

TABLA 4.8.0 RANGO DE ESFUERZOS POR CARGA MUERTA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES CON BAJO VOLUMEN DE TRÁFICO

<p><u>New York: State Route 23A, Town of Jewett, Greene County:</u> 230 mm (9 in.) asphalt pavement 381 mm (15 in.) graded crushed-stone subbase 100 mm (4 in.) reinforced-concrete cap <i>Total Pavement System Thickness=711 mm (28 in.)</i> 2.8 m (9 ft) of 20 kg/m³ (1.25 lbf/ft³) EPS</p>	<p><u>Utah: I-15 Reconstruction</u> Pavement layer thicknesses varied. PCCP Open graded base Dense graded base Granular borrow Load distribution slab designed for HS 20 loading <i>Total Pavement System Thickness=varies</i> Various thicknesses of 18 kg/m³ minimum (1.12 lbf/ft³) EPS</p>
<p><u>Illinois: 143rd Street, Orland Park:</u> 44 mm (1.75 in.) bituminous concrete surface 38 mm (1.5 in.) bituminous concrete binder 229 mm (9 in.) PCC Base 165 mm (6.5 in.) over crown Aggregate Subgrade but varies to accommodate a crowned roadway. 102 mm (4 in.) PCC Base Special with welded wire fabric <i>Total Pavement System Thickness=578 mm (22.75 in.)</i> 0.9 - 1.2 m (3 - 4 ft.) of 24 kg/m³ (1.5 lbf/ft³) EPS</p>	<p><u>Wyoming: Bridge Rehabilitation, N.F. Shoshone River</u> 50 mm (2 in.) plant mix bit. 255 mm (10 in.) approach reinforced PCC slab 205 mm (8 in.) min. sand <i>Total Pavement System Thickness=510 mm (20 in.)</i> 2.75m (9 ft) of 24kg/m³ (1.5 lbf/ft³) EPS</p>
<p><u>Indiana: State Route 109, Noble County</u> 330 mm (13 in.) bituminous pavement 406 mm (16 in.) #8 Stone 102 - 127 mm (4 in.-5 in.) reinforced concrete slab <i>Total Pavement System Thickness=863 mm (34 in.)</i> 0.4 - 1.5 m (1.25 - 5 ft) of 24 kg/m³ (1.5 lbf/ft³) EPS</p>	<p><u>Wyoming: Moorcraft Bridge, Crook County</u> 305 mm (12 in.) Asphalt pavement and Concrete approach slab 305 mm (12 in.) Crushed base Impermeable membrane <i>Total Pavement System Thickness=610 mm (24 in.)</i> 1.2 m (4 ft) 24 kg/m³ (1.5 lbf/ft³) EPS</p>

* PCC: concreto de cemento portland

PCCP: pavimento de concreto de cemento portland

TABLA 4.8.0.1 HISTORIAL DE PROYECTOS CON EL SISTEMA DE GEOBLOQUES EPS.

MATERIAL	C_{α}/C_c
Arcillas y limos inorgánicos	0.04 ± 0.01
Arcillas y limos orgánicos	0.05 ± 0.01
Turba	0.06 ± 0.01

TABLA 4.11.2.2 VALORES DE C_{α}/C_c PARA SUELOS

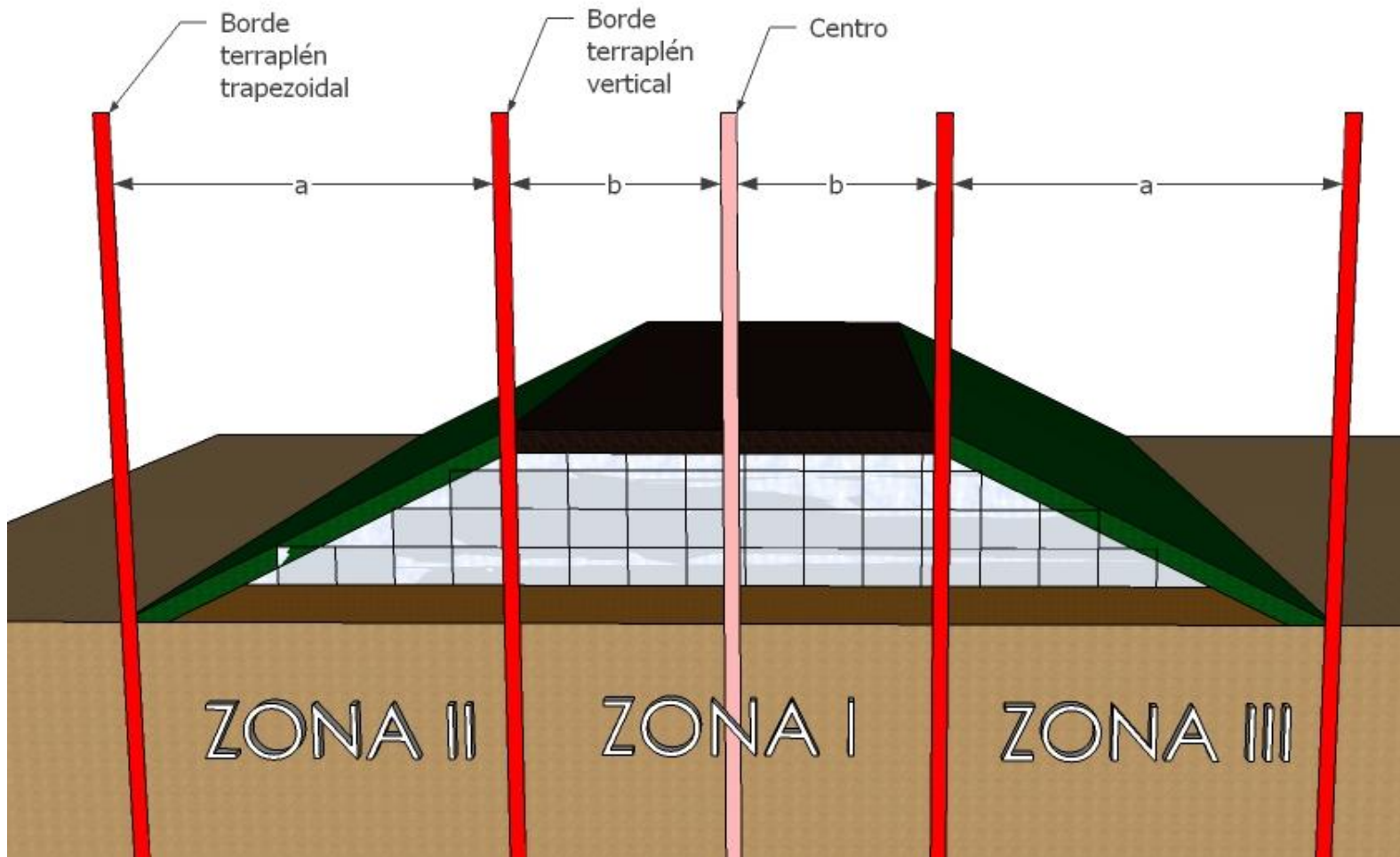
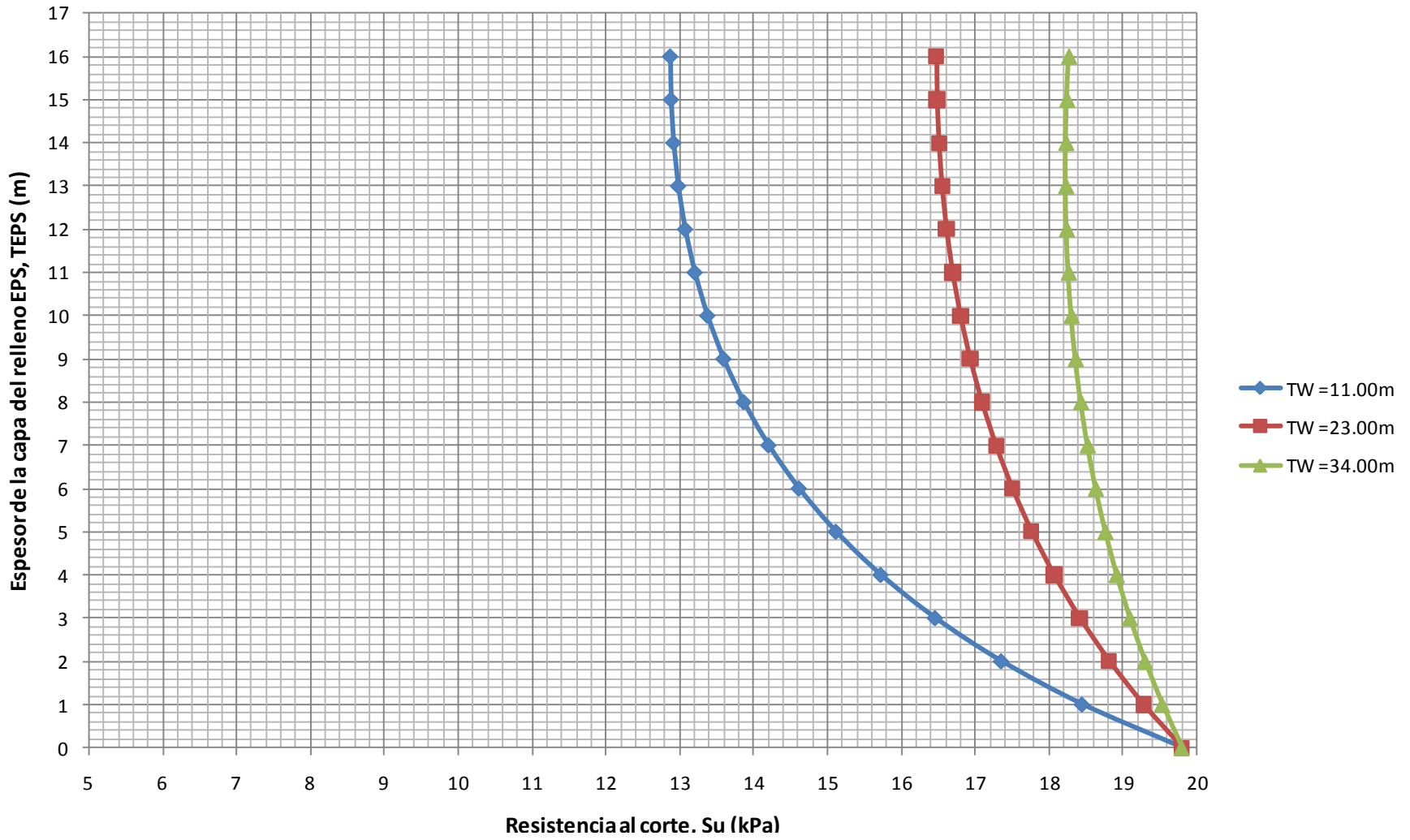


Figura 4.13.0 ZONAS DEL TERRAPLÉN DE GEOBLOQUE EPS PARA EL ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS.



Gráfica 4.15.0.5 GRÁFICA DE DISEÑO PARA OBTENER EL ESPESOR MÍNIMO O LA ALTURA DE LA CAPA DE GEOBLOQUE EPS, (TEPS), CON UN *FACTOR DE SEGURIDAD DE 3* CONTRA FALLAS DE CAPACIDAD PORTANTE EXTERNA DE UN TERRAPLÉN CON EL SISTEMA GEOBLOQUE EPS.

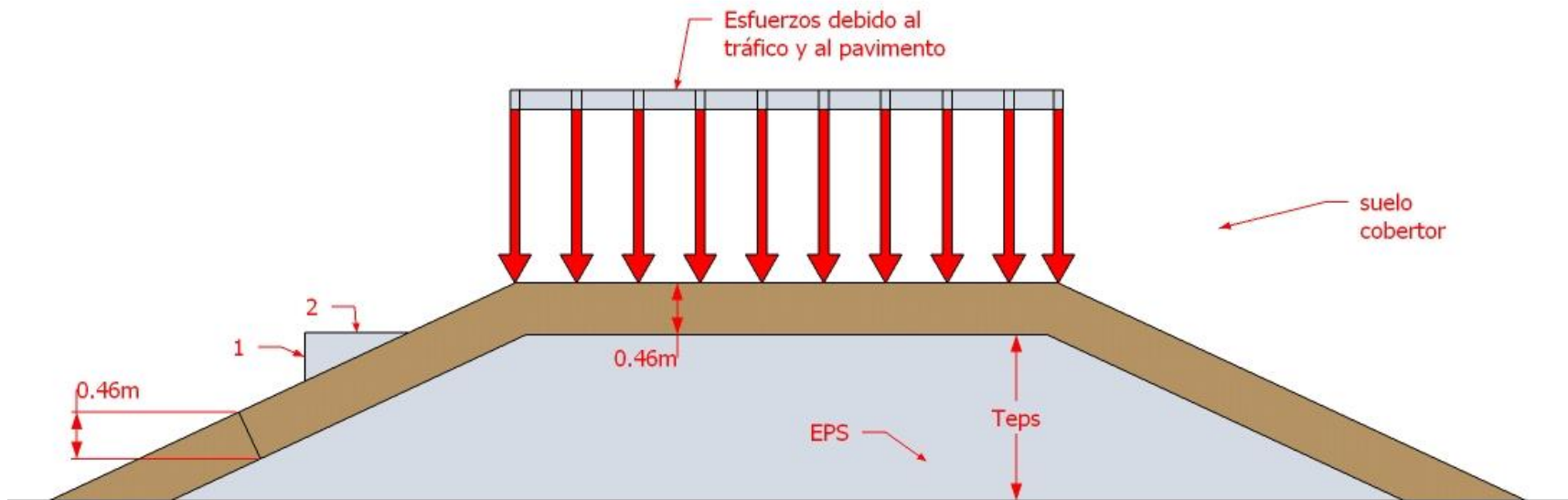
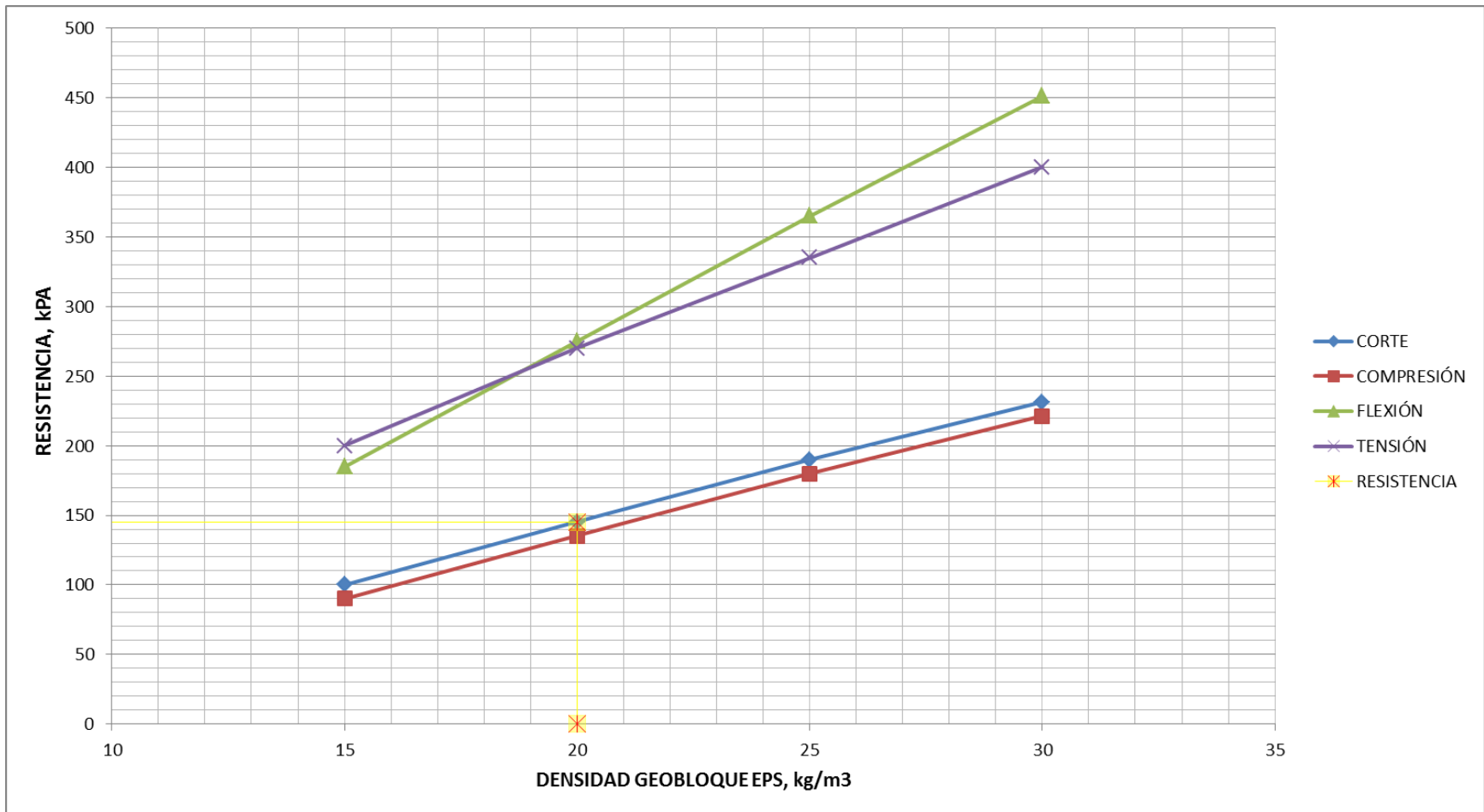


Figura 4.16.1.1 SECCIÓN TÍPICA DE TERRAPLÉN TRAPEZOIDAL.

MATERIAL	PESO UNITARIO HÚMEDO, γ_{humedo} , kN/m ³	PESO UNITARIO SATURADO, γ_{SAT} , kN/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE TOTAL		PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE CORTE EFECTIVO	
			ÁNGULO DE FRICCIÓN, ϕ , °	RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAR, S_u , kPa	ÁNGULO DE FRICCIÓN, ϕ , °	COHESIÓN, c' , kPa
Suelo cobertor	18,90	19,60	N/A	N/A	28,00	0,00
geobloque EPS	1,00	1,00	N/A	36,30	N/A	N/A
Capa blanda de arcilla	15,70	15,70	0,00	12,0; 23,9; 35,9; 47,9	N/A	N/A

TABLA 4.16.2.1 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD.



GRÁFICA 4.16.2.3 RESISTENCIA DEL GEOBLOQUE EPS, EN FUNCIÓN DE SU DENSIDAD.

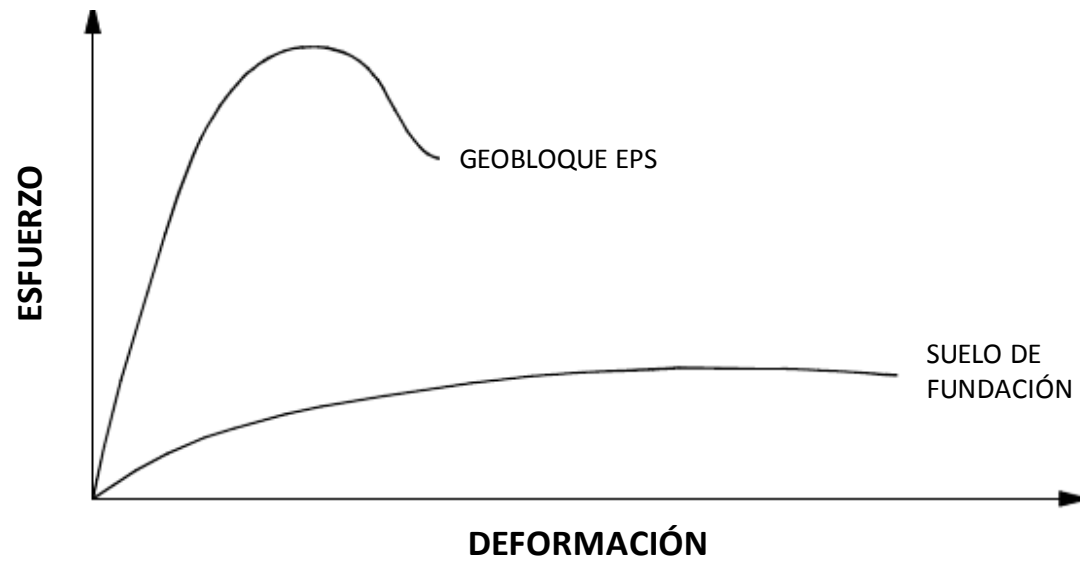


FIGURA 4.16.2.4 TÍPICO COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL GEOBLOQUE Y SUELO DE FUNDACIÓN.

RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAR, S_u , (kPa)	S_E/S_F	R_E
12.00	3.00	0.62
17.00	2.00	0.71
23.90	1.50	0.76
35.90	1.00	0.8
47.90	0.75	0.82

TABLA 4.16.2.6 FACTOR DE REDUCCION PARA EL GEOBLOQUE EPS, POR INCOPATIBILIDAD DE DEFORMACIÓN CON EL SUELO DE FUNDACIÓN.

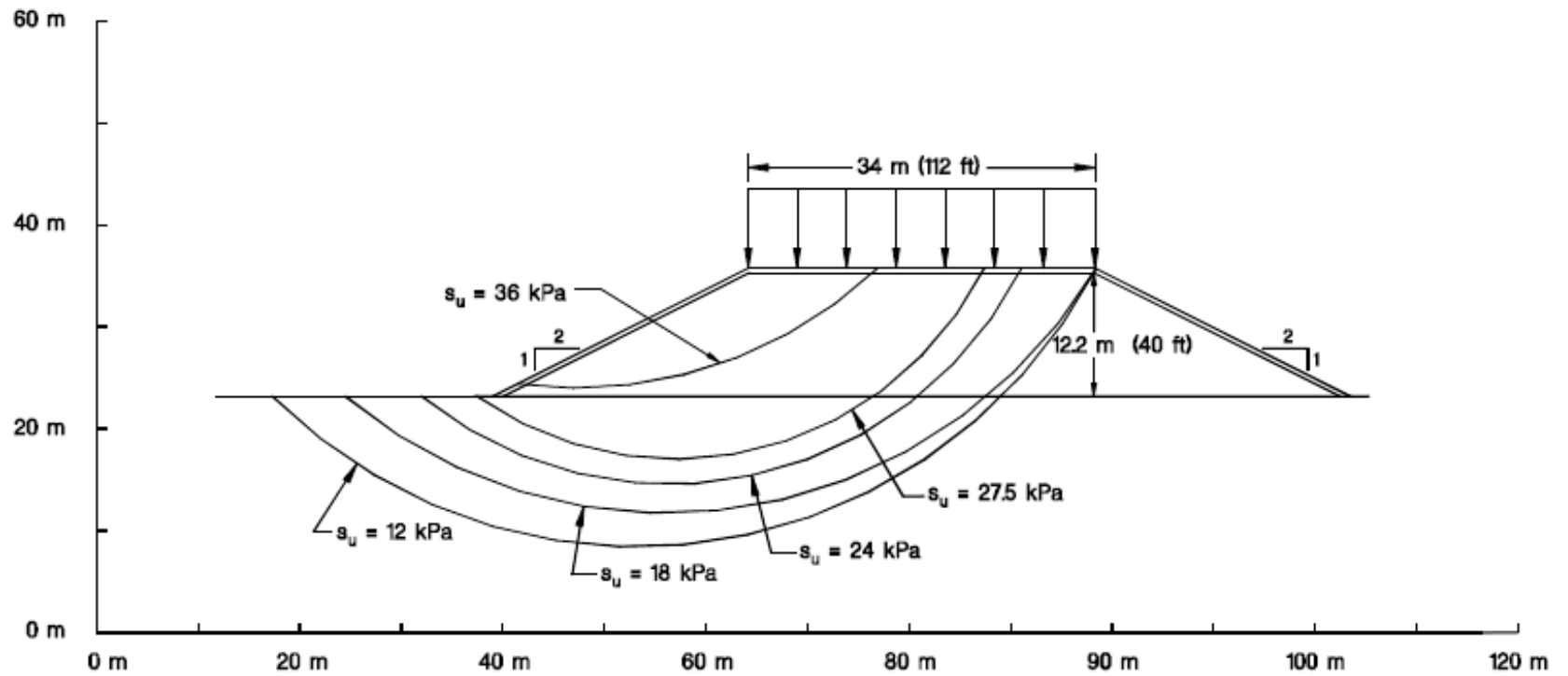


FIGURA 4.16.3.1 COMPORTAMIENTO TÍPICO DE LA SUPERFICIE CRÍTICA DE FALLA DE UN TERRAPLÉN TRAPEZOIDAL EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO DE FUNDACIÓN.

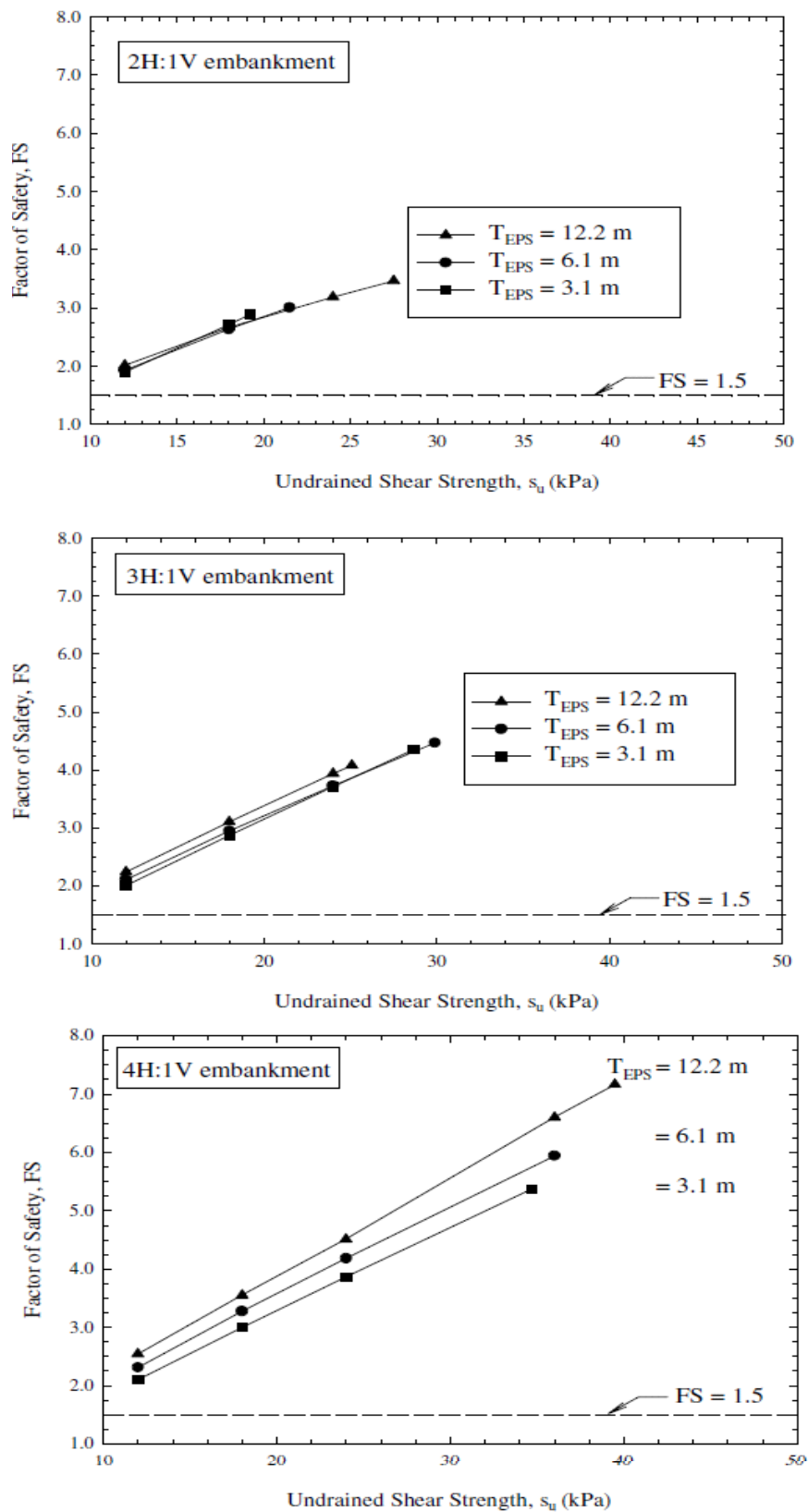


Figura 4.16.4.1 GRÁFICA DE DISEÑO DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 2 LÍNEAS DE TRÁFICO CON UN ANCHO DE 11M.

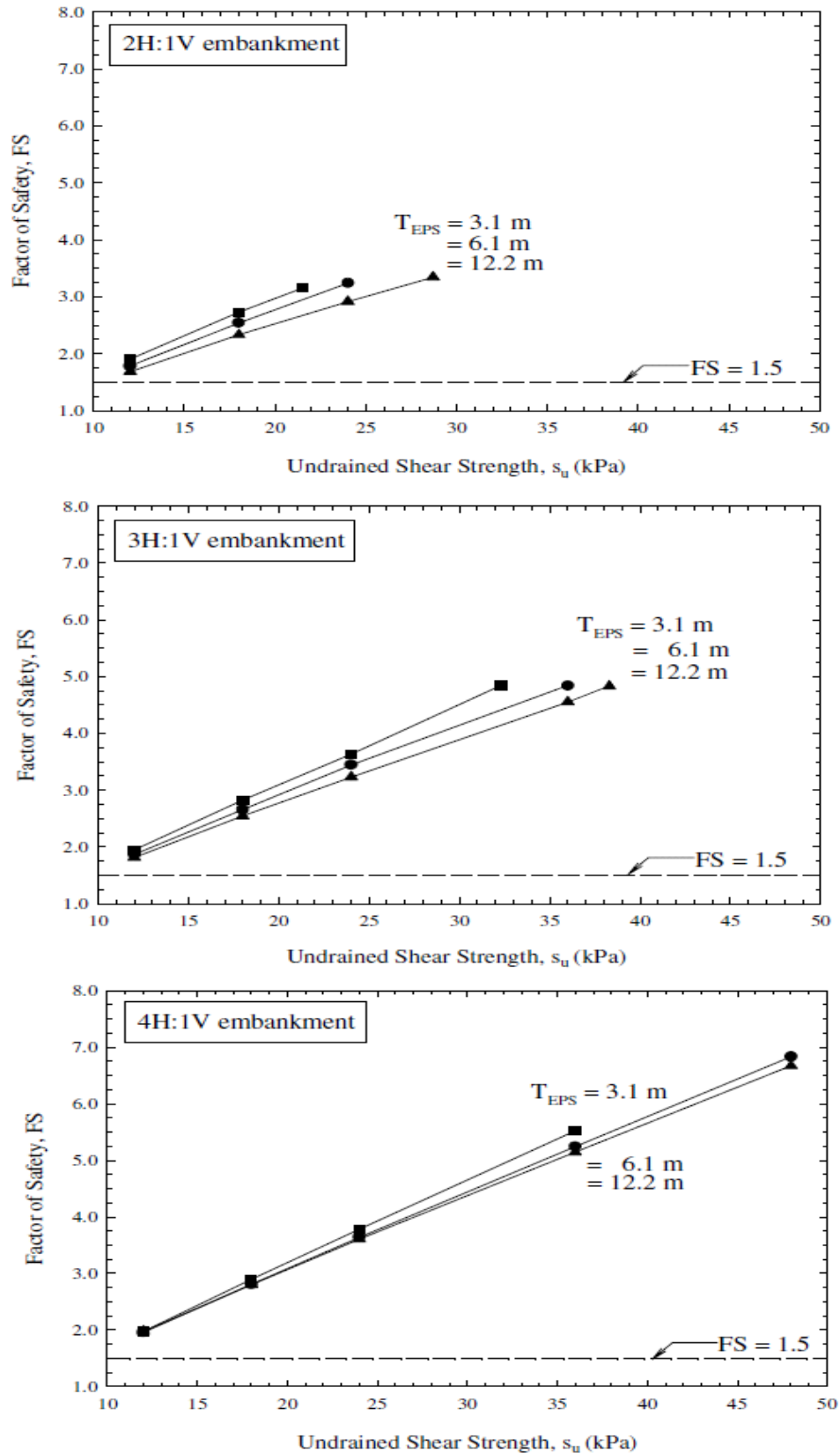


Figura 4.16.4.2 GRÁFICA DE DISEÑO DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 4 LÍNEAS DE TRÁFICO CON UN ANCHO DE 23M.

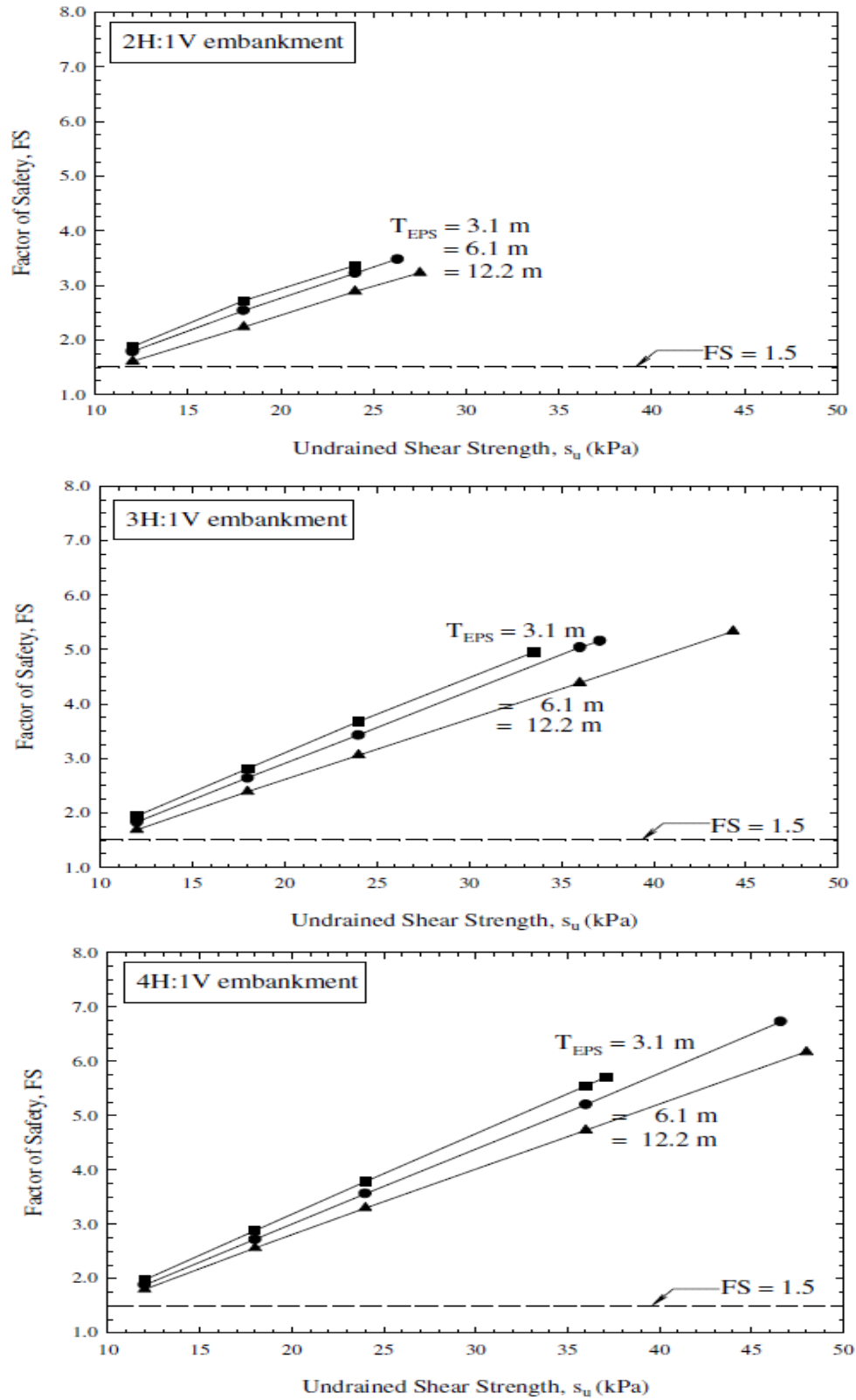


Figura 4.16.4.3 GRÁFICA DE DISEÑO DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 6 LÍNEAS DE TRÁFICO CON UN ANCHO DE 34M.

MATERIAL DE DISEÑO	Densidad en seco, como un todo,	Módulo de Young, tangente inicial,	Coefficiente de Poisson	Módulo de corte G, Mpa
EPS 40	16	4	0.09	1.8
EPS 50	20	5	0.11	2.3
EPS 70	24	7	0.14	3.1
EPS 100	32	10	0.18	4.2

TABLA 4.17.2.2 PROPIEDADES DEL GEOBLOQUE EPS COMO MATERIAL SÍSMICO PARA ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO.

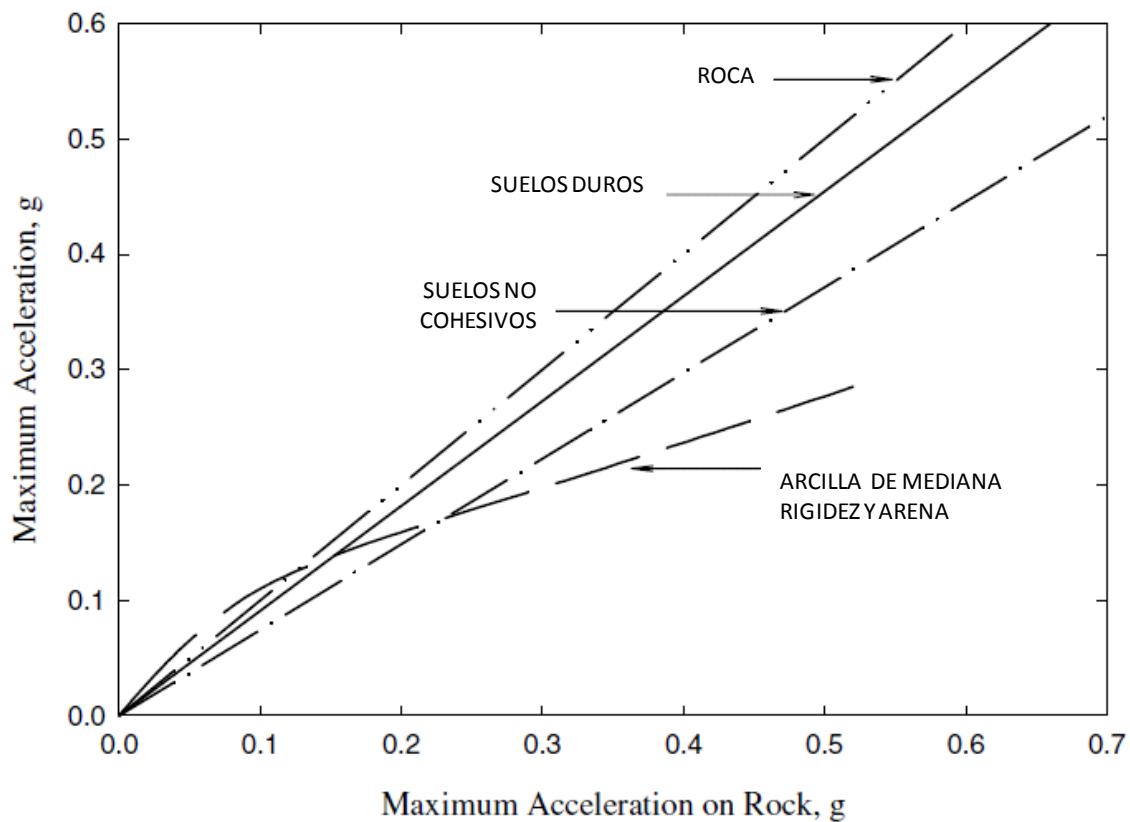


Figura 4.17.2.3 RELACIÓN ENTRE LA ACELERACIÓN HORIZONTAL EN EL LECHO DE PIEDRA Y LA SUPERFICIE, PARA VARIOS TIPOS DE SUELO.

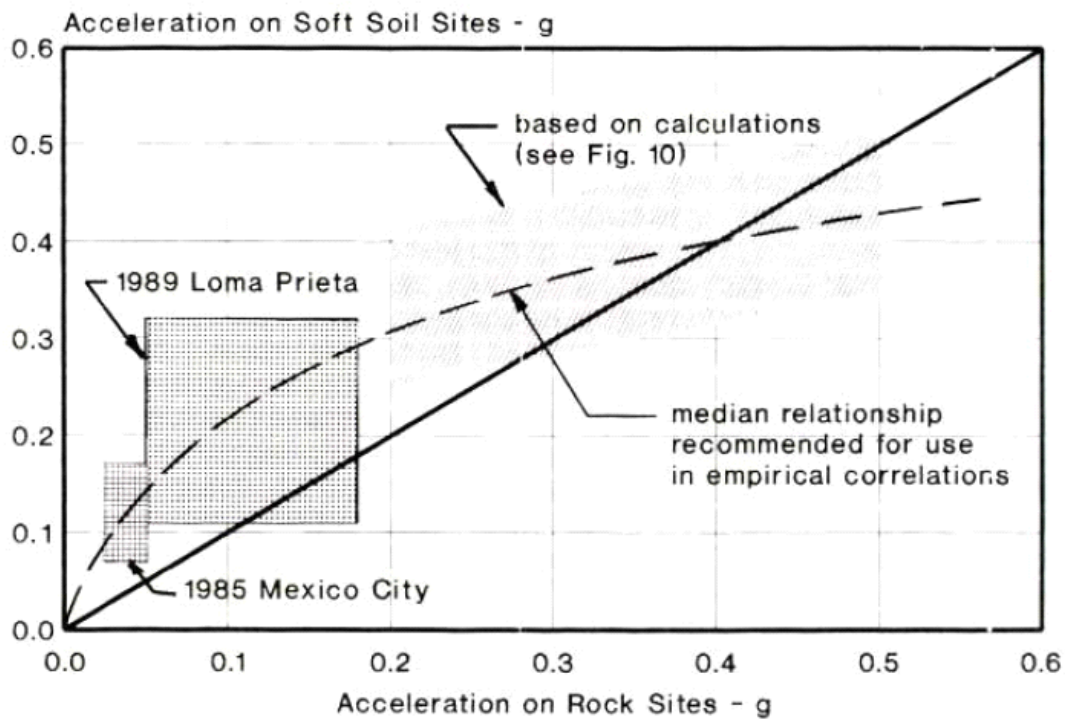


Figura 4.17.2.4 RELACIÓN ENTRE LA ACELERACIÓN HORIZONTAL EN EL LECHO DE PIEDRA Y LA SUPERFICIE, PARA SUELOS BLANDOS.

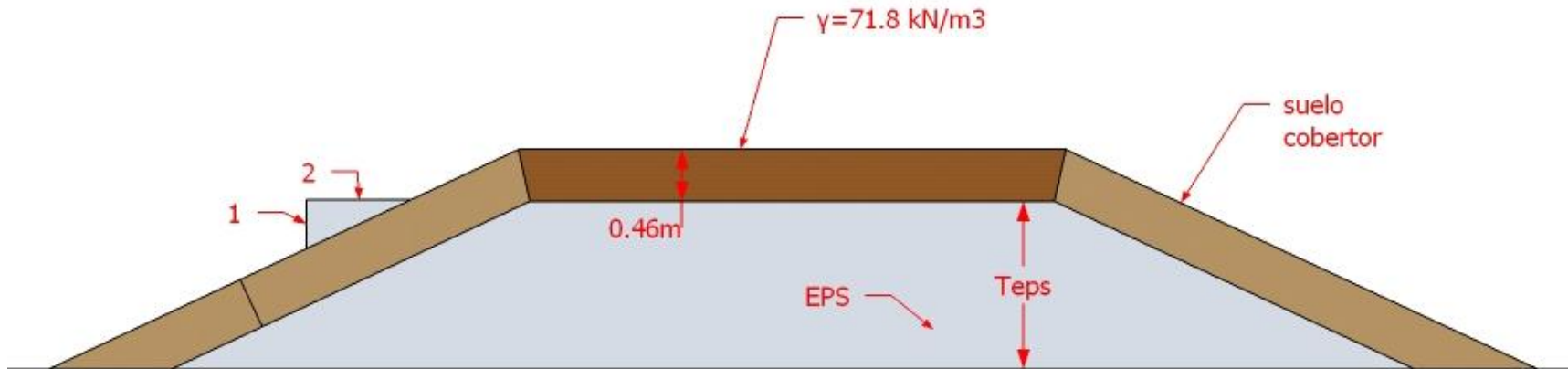


Figura 4.17.3.1 SECCIÓN TÍPICA USADA PARA ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA DE TALUD EN TERRAPLENES TRAPEZOIDALES.

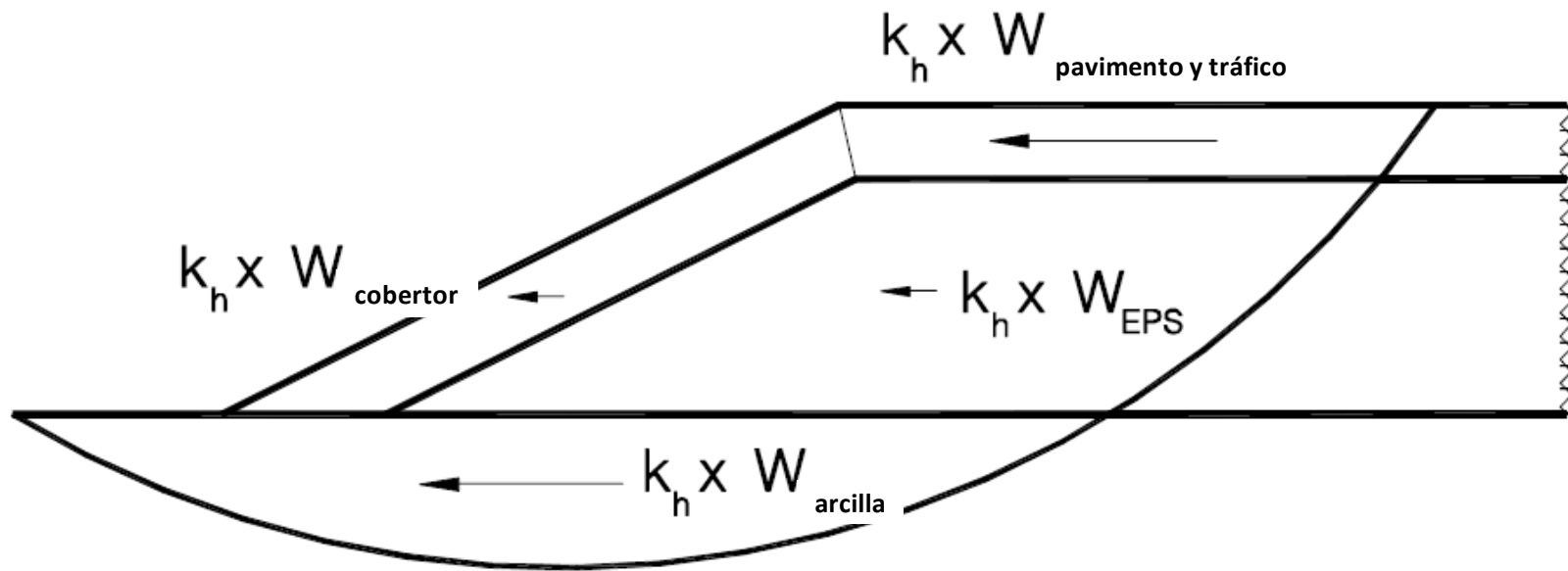


Figura 4.17.3.2 SECCIÓN TÍPICA QUE MUESTRA LA MAGNITUD RELATIVA DE FUERZAS PSEUDO-ESTÁTICAS PARA REPRESENTAR CARGAS SISMICAS EN TERRAPLENES TRAPEZOIDALES.

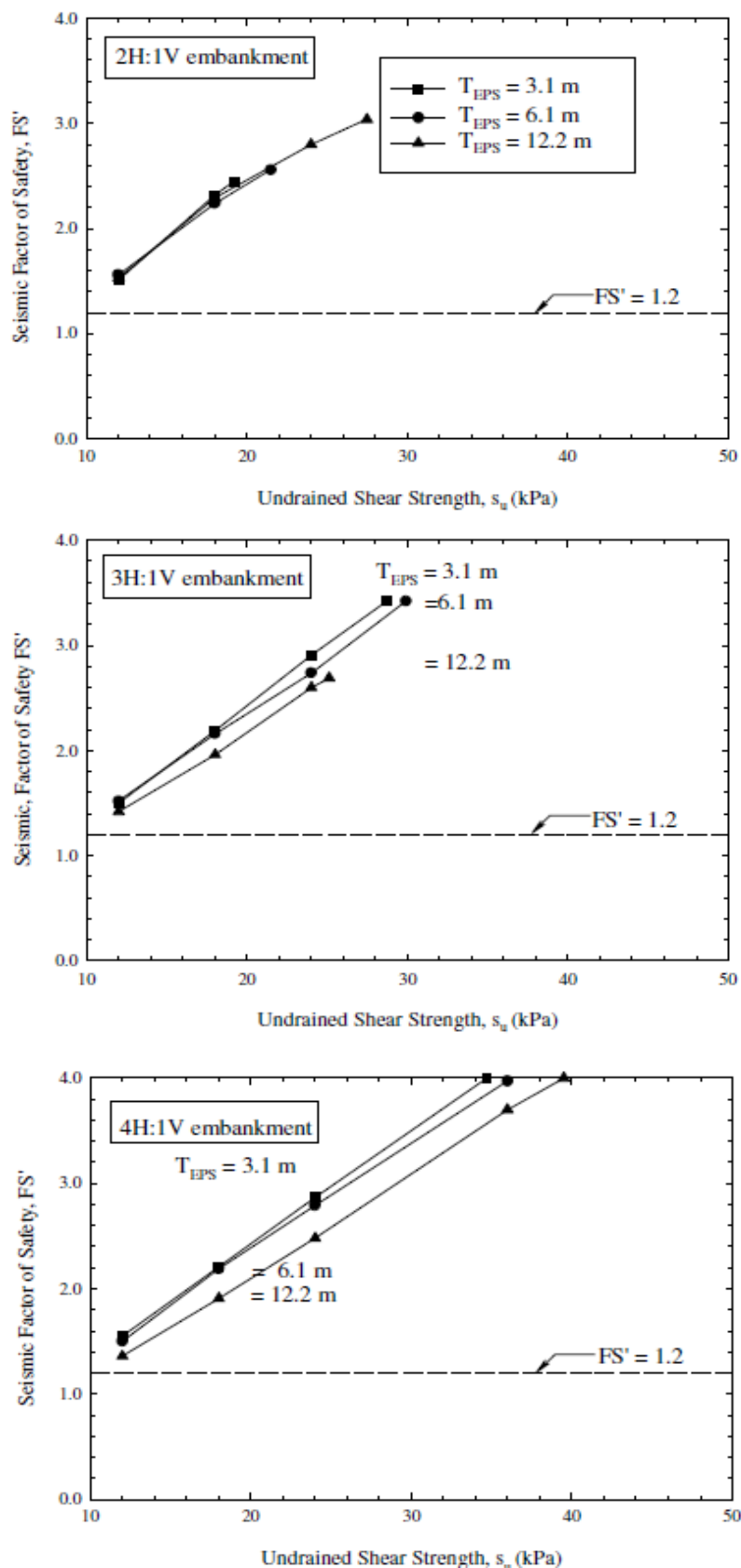


Figura 4.17.4.1 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 2 LÍNEAS DE TRÁFICO (11M) Y UN K_H DE 0.05.

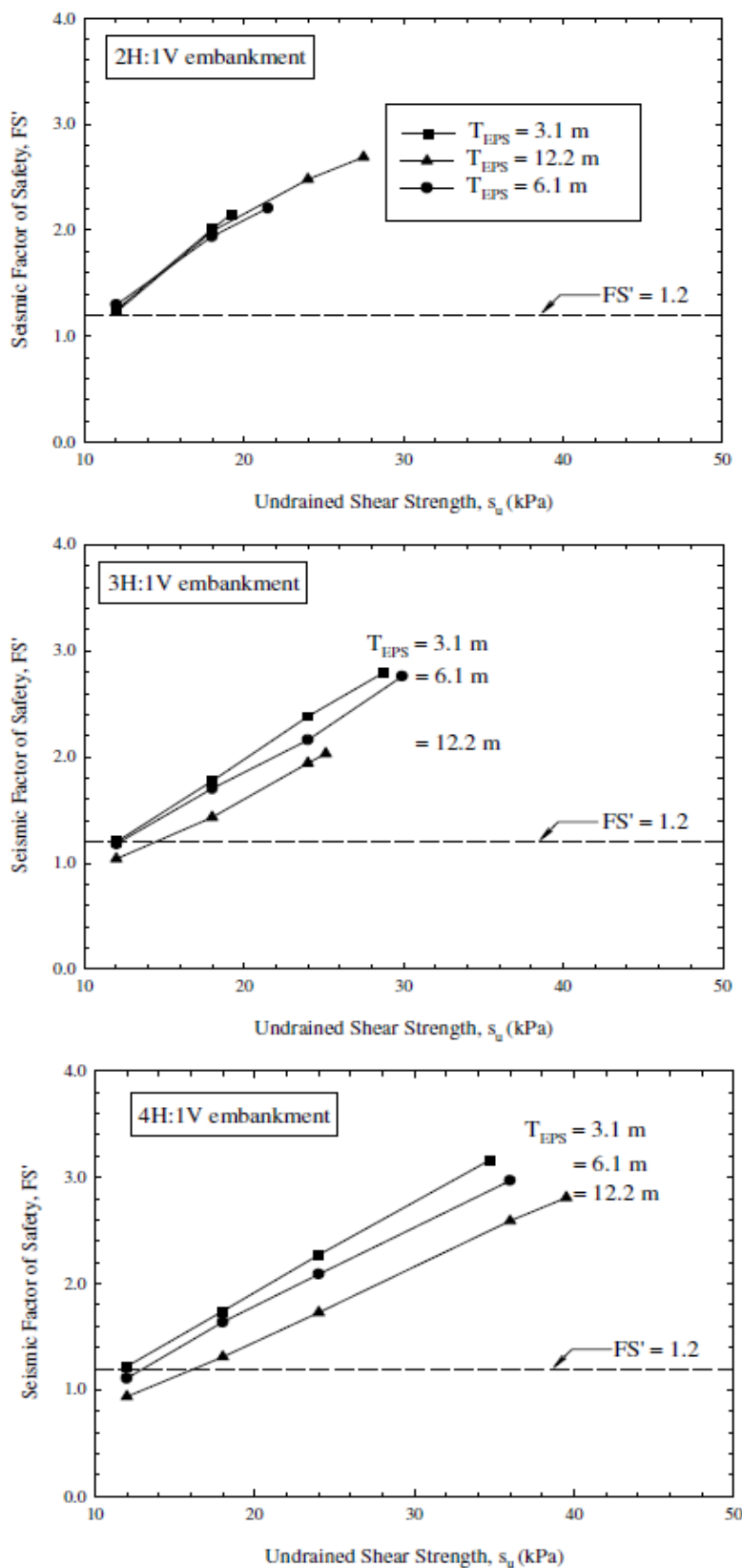


Figura 4.17.4.2 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 2 LÍNEAS DE TRÁFICO (11M) Y UN K_H DE 0.10.

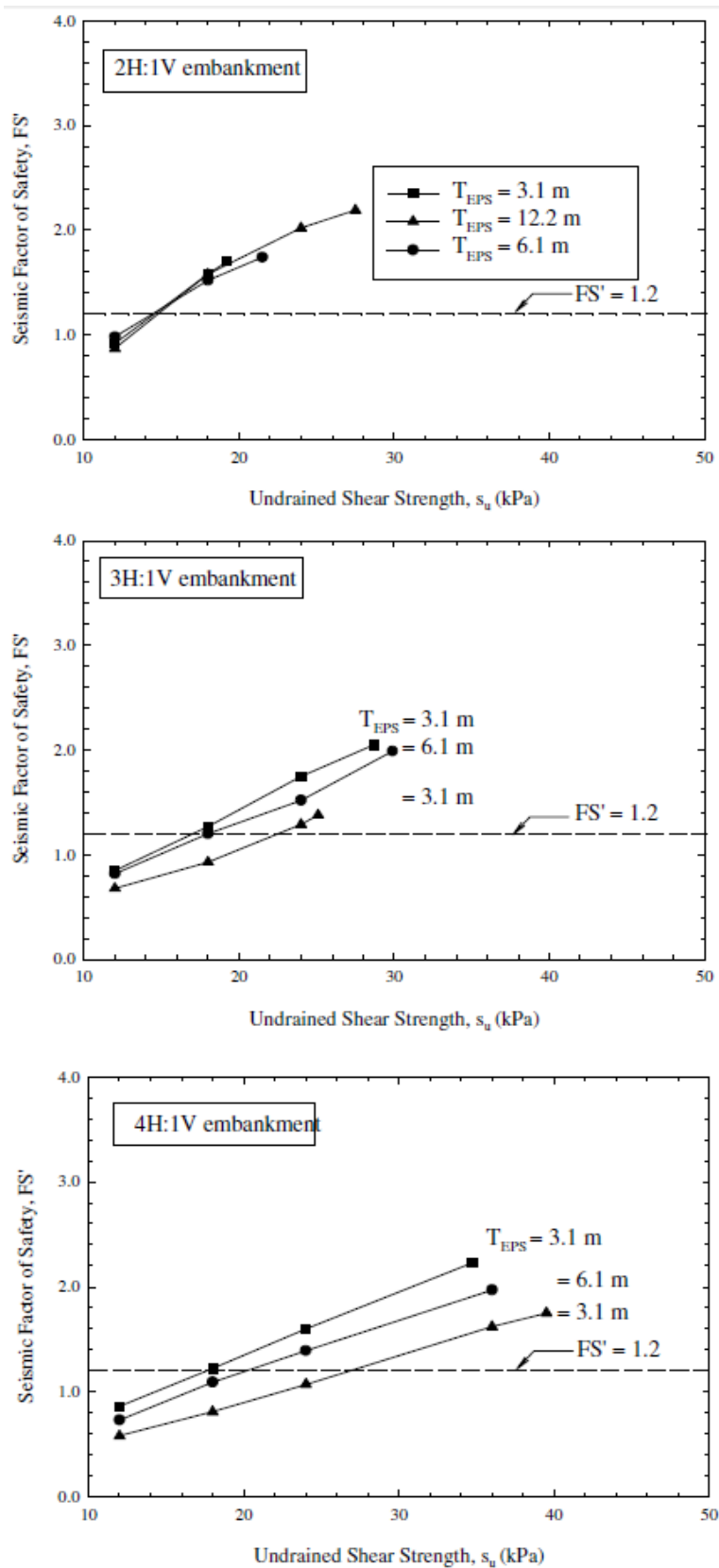


Figura 4.17.4.3 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 2 LÍNEAS DE TRÁFICO (11M) Y UN K_H DE 0.20.

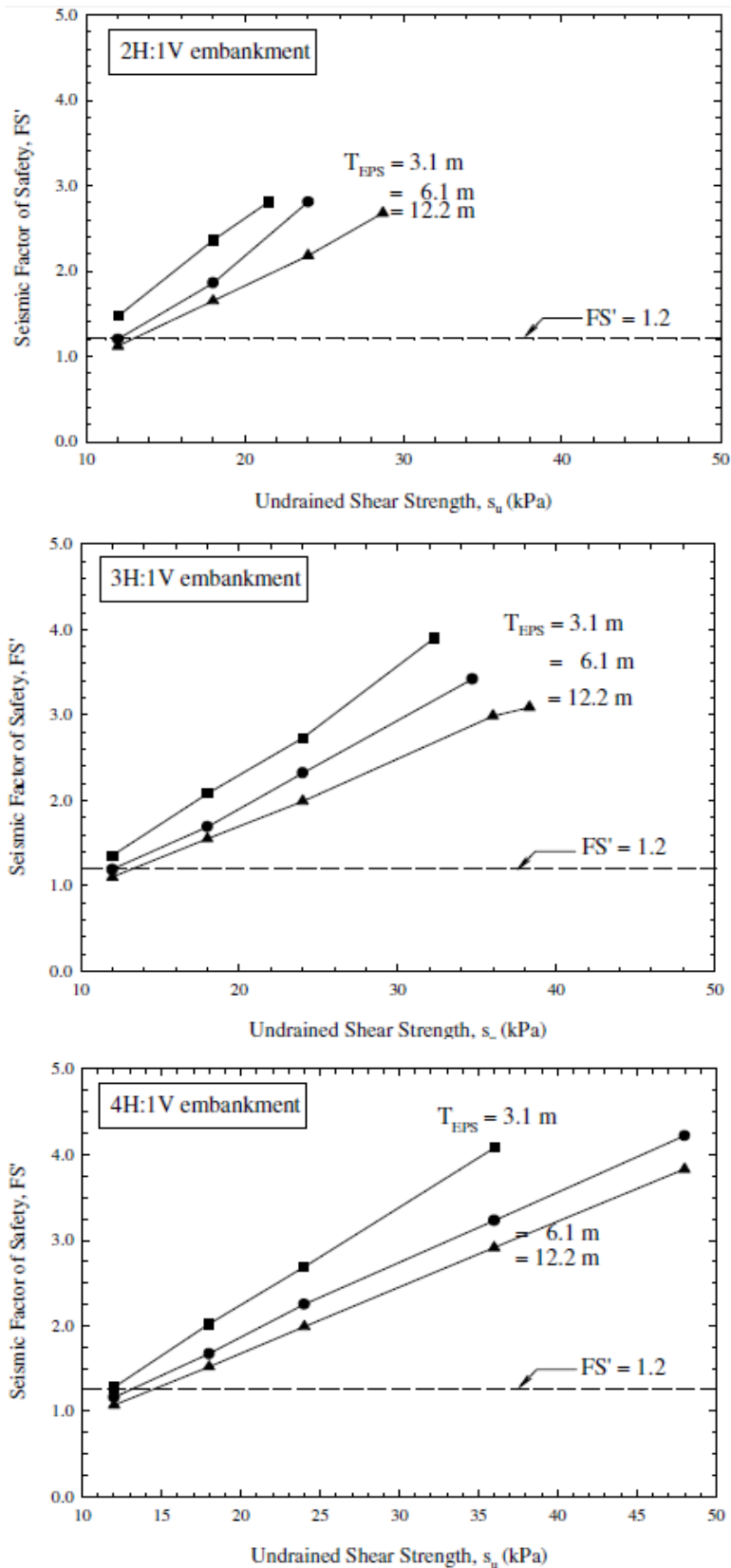


Figura 4.17.4.4 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 4 LÍNEAS DE TRÁFICO (23M) Y UN K_H DE 0.05.

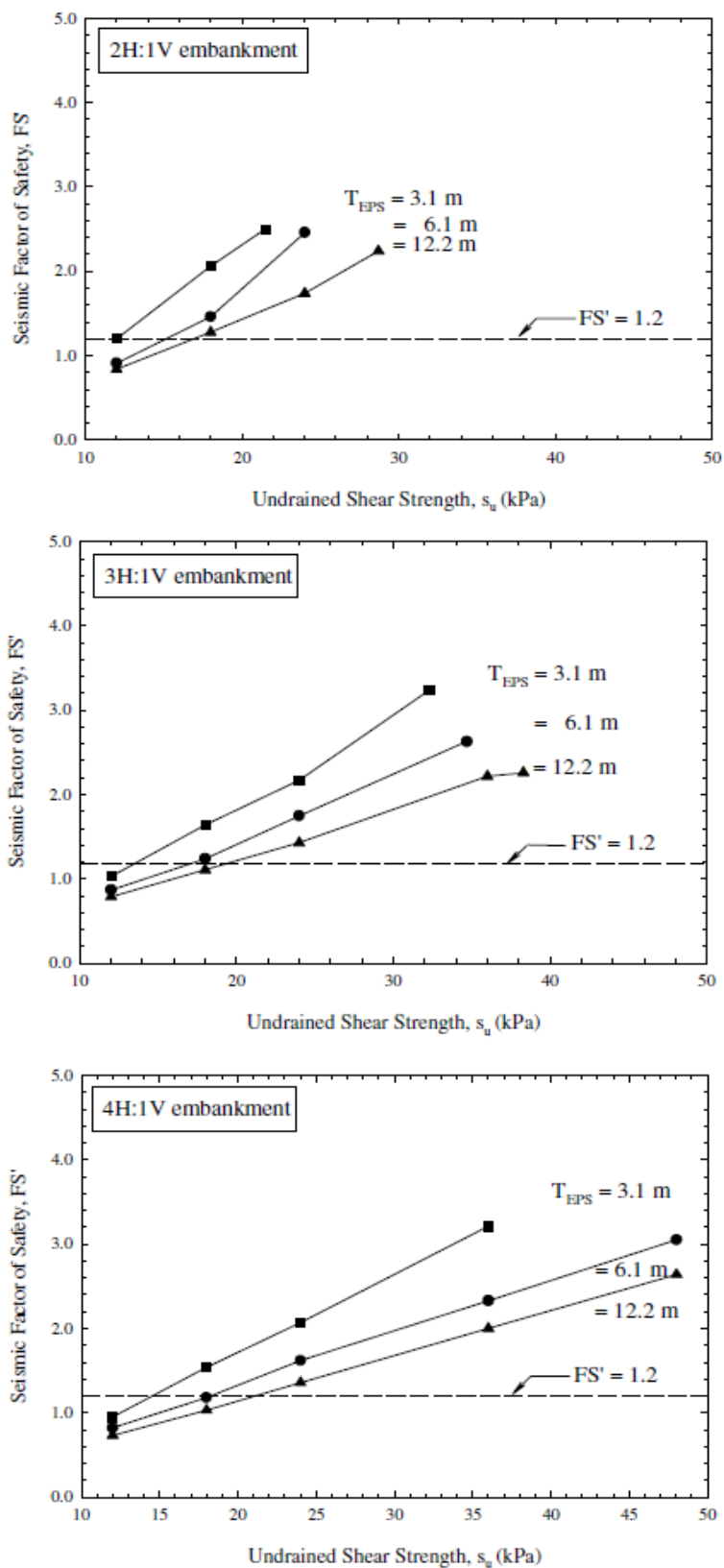


Figura 4.17.4.5 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 4 LÍNEAS DE TRÁFICO (23M) Y UN K_H DE 0.10.

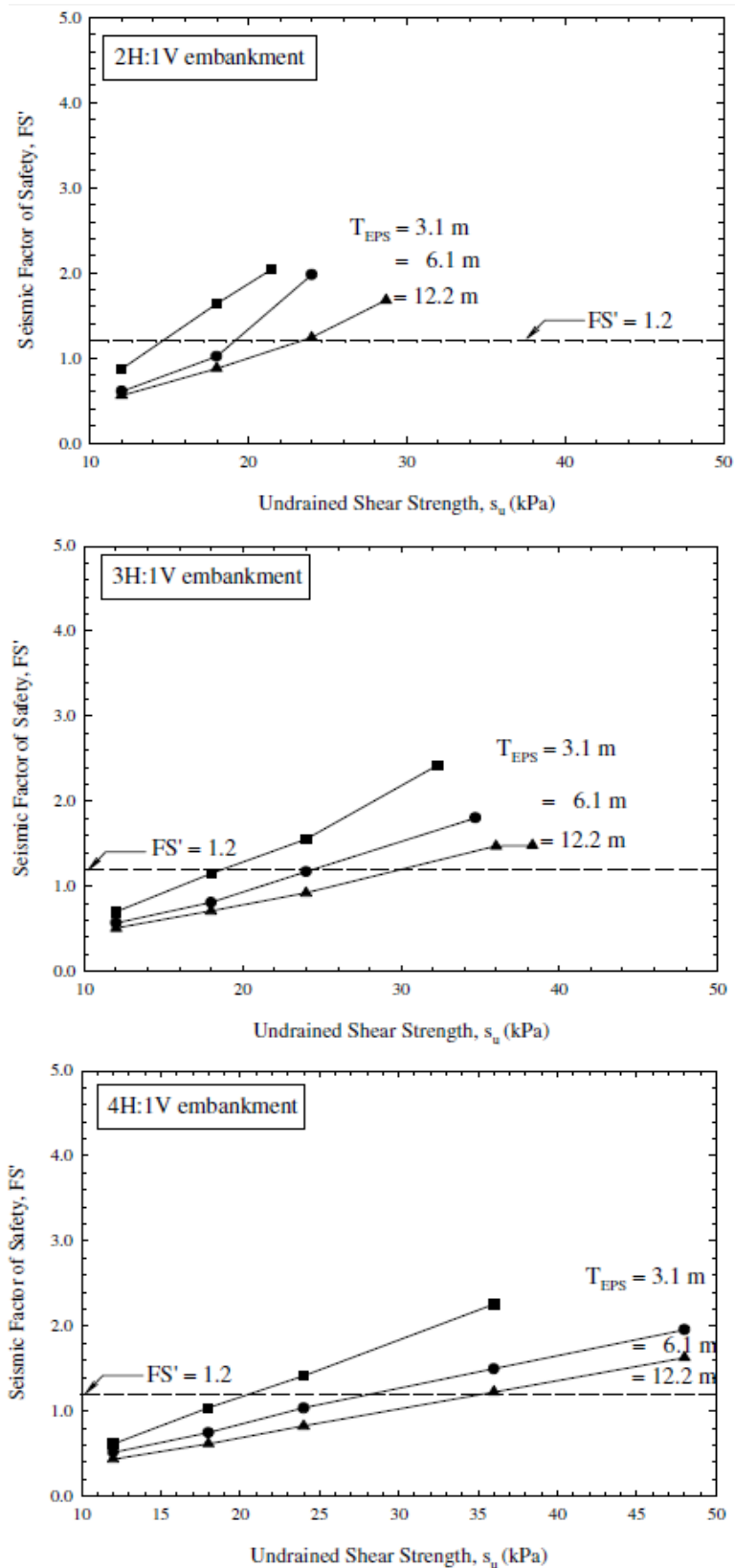


Figura 4.17.4.6 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 4 LÍNEAS DE TRÁFICO (23M) Y UN K_H DE 0.20.

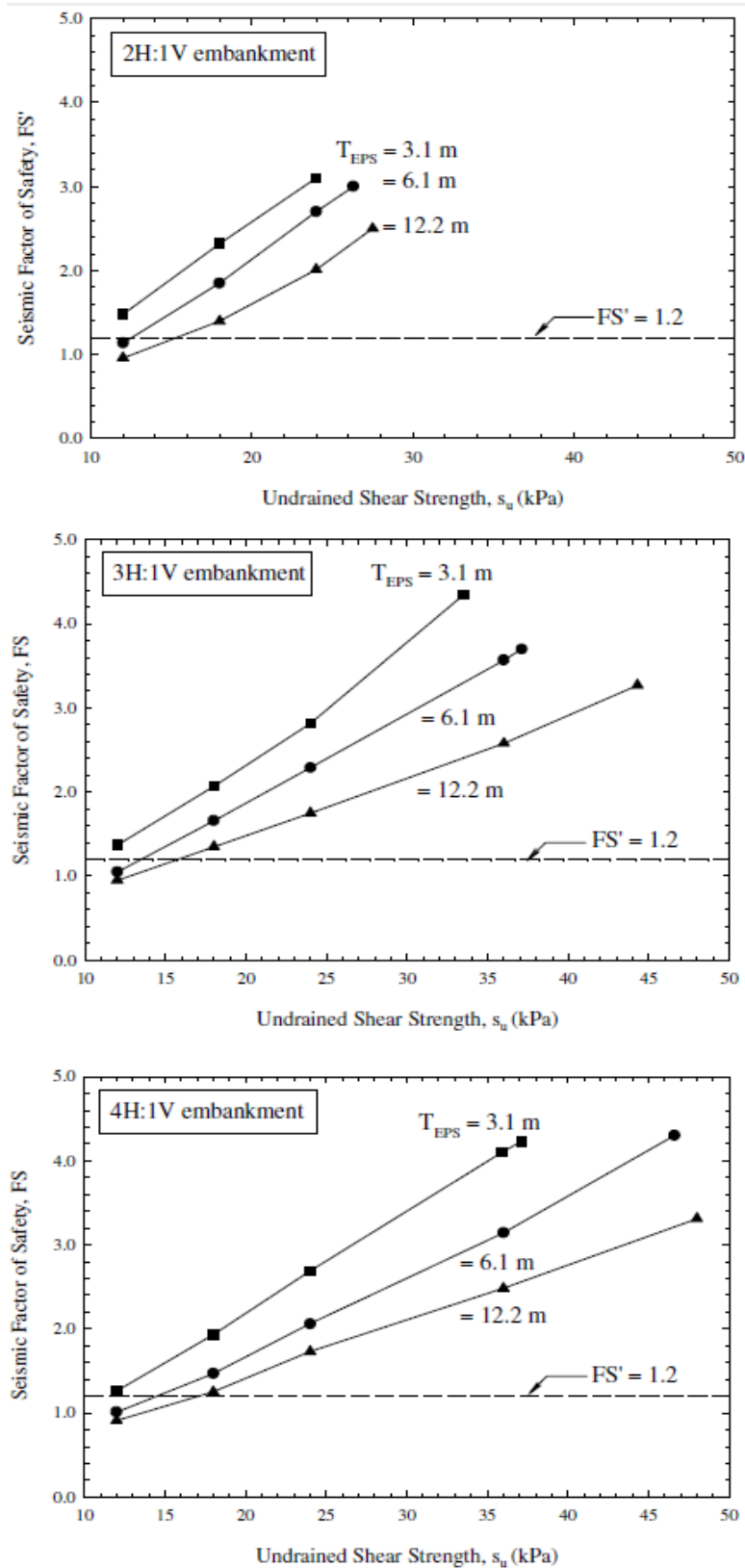


Figura 4.17.4.7 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 6 LÍNEAS DE TRÁFICO (34M) Y UN K_H DE 0.05.

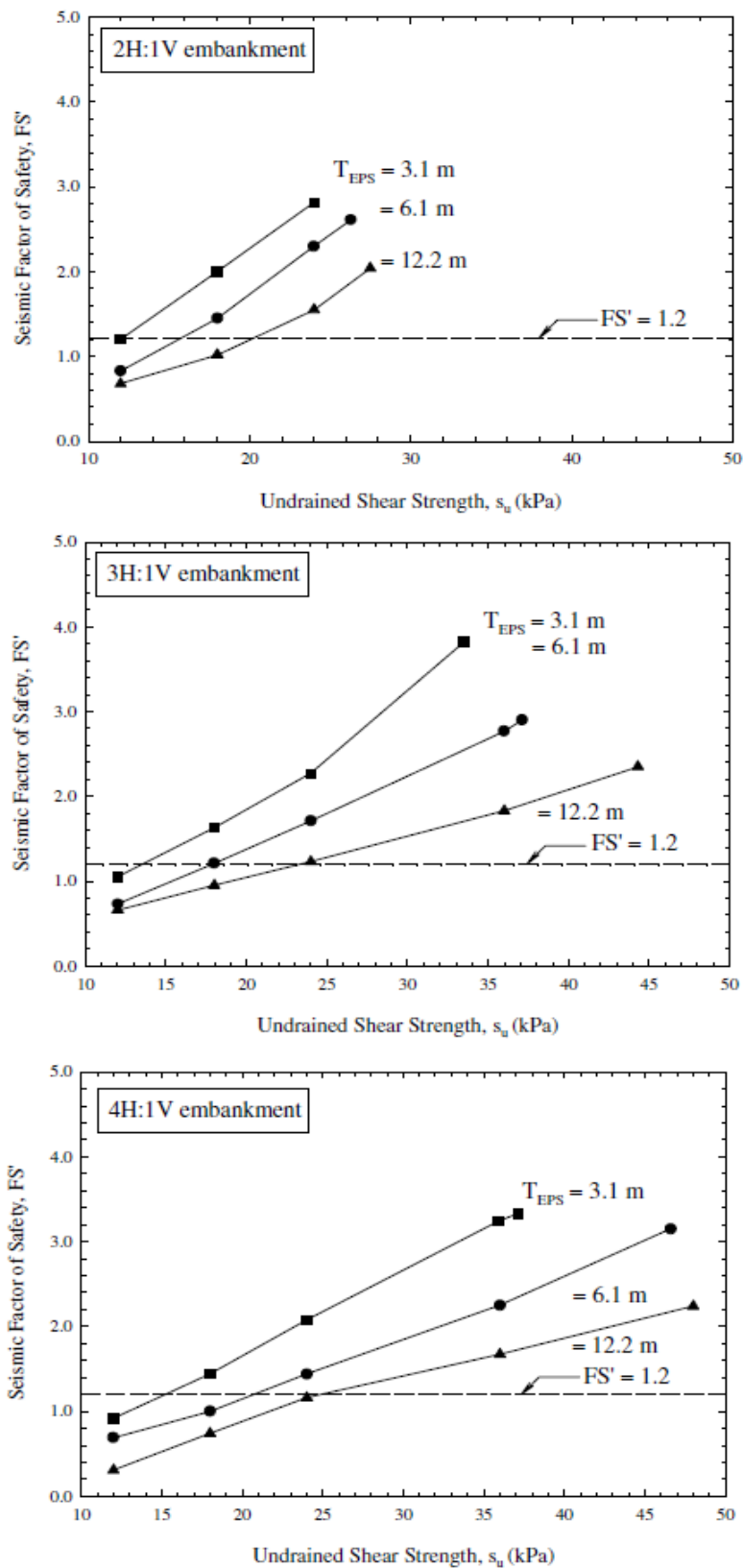


Figura 4.17.4.8 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 6 LÍNEAS DE TRÁFICO (34M) Y UN K_H DE 0.10.

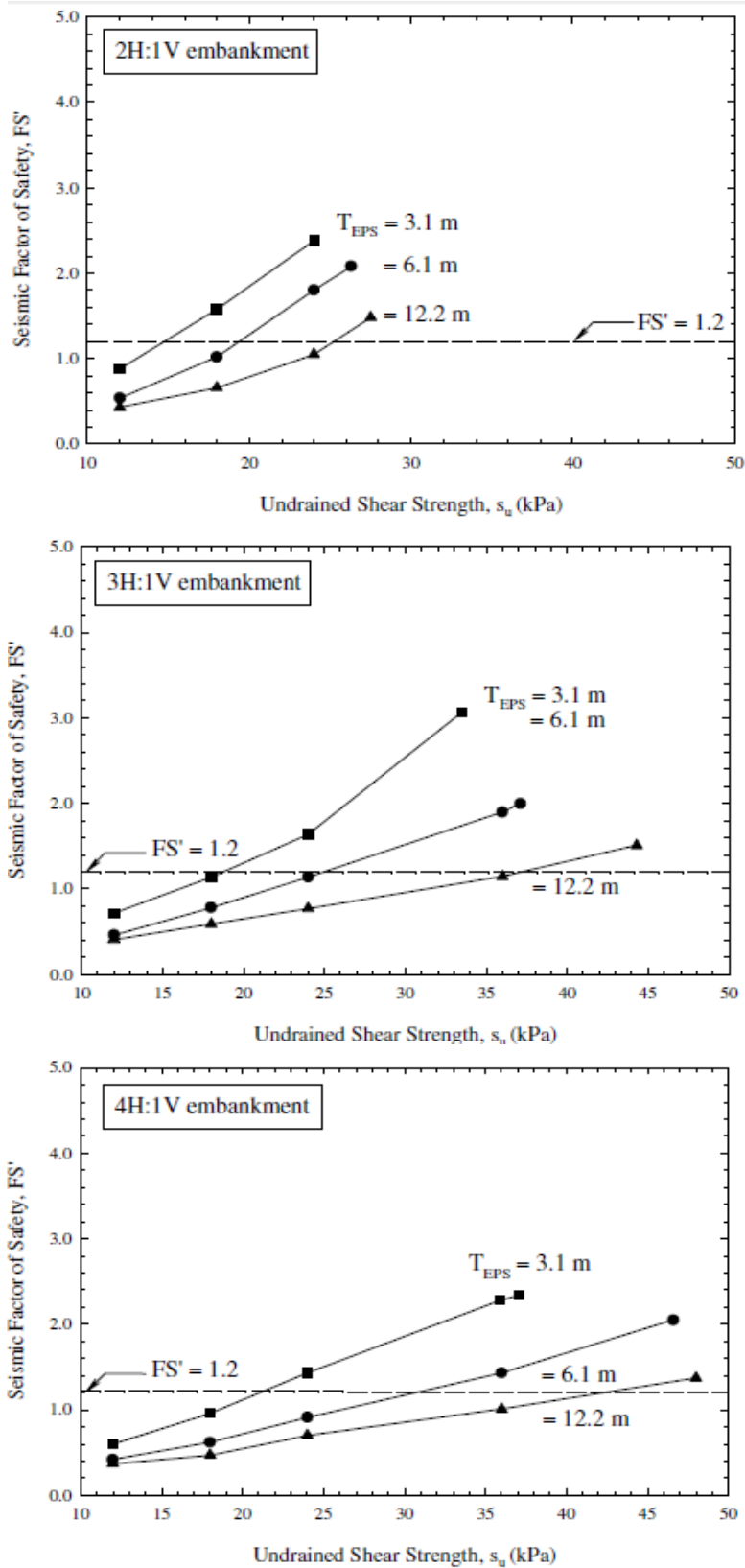


Figura 4.17.4.9 GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTABILIDAD SÍSMICA EXTERNA DE TALUD PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES CON 6 LÍNEAS DE TRÁFICO (34M) Y UN K_H DE 0.20.

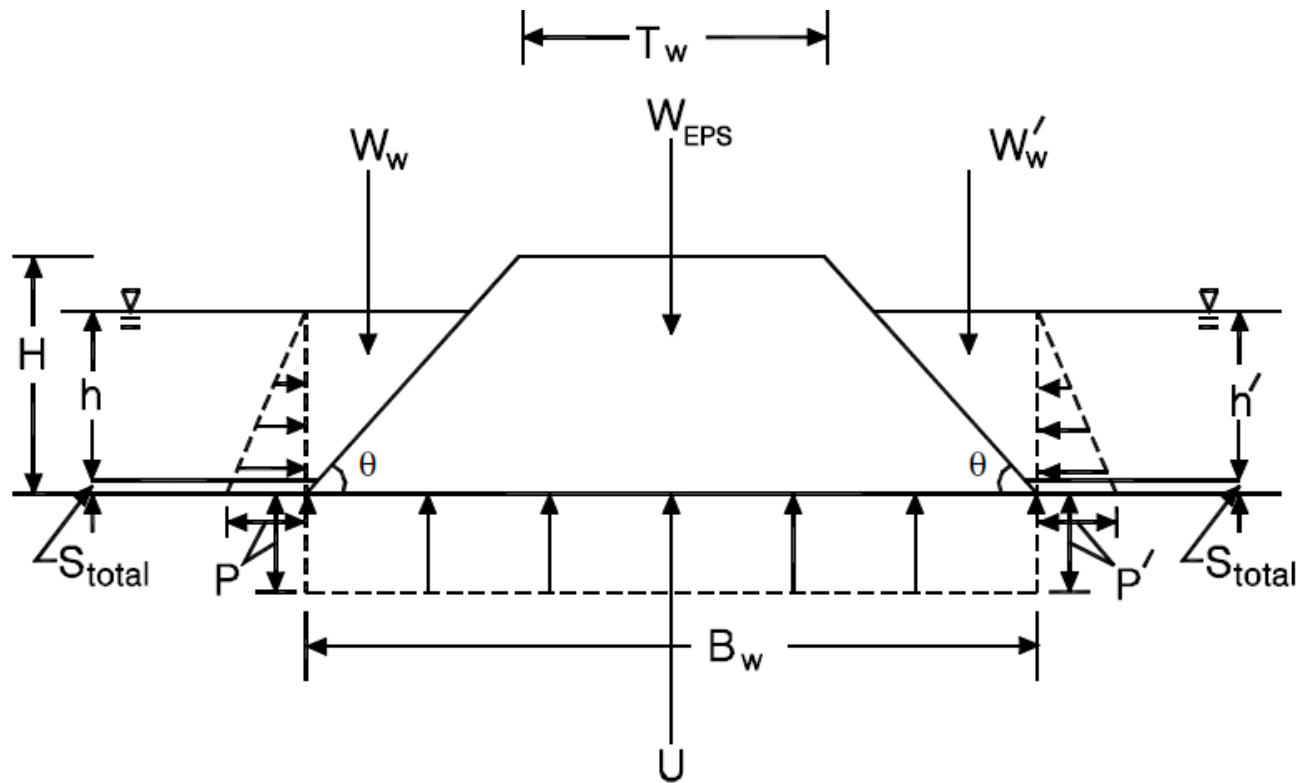


Figura 4.18.0.1 VARIABLES PARA DETERMINAR LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA PARA EL CASO DE PRESIÓN HOMOGÉNEA DE AGUA AL TERRAPLÉN.

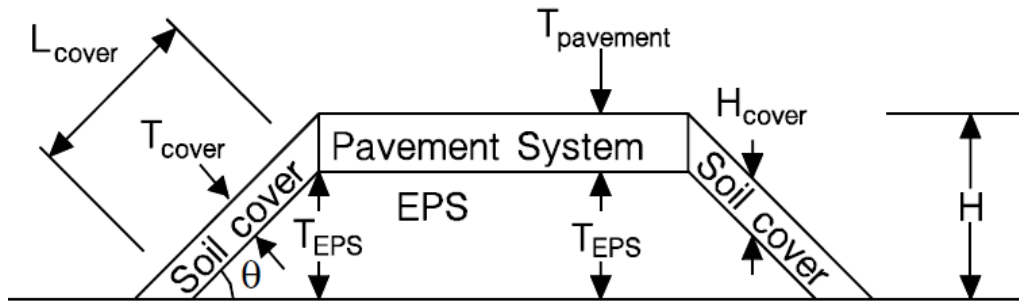


Figura 4.18.0.2 VARIABLES DEL PESO INDUCIDO POR EL SUELO COBERTOR.

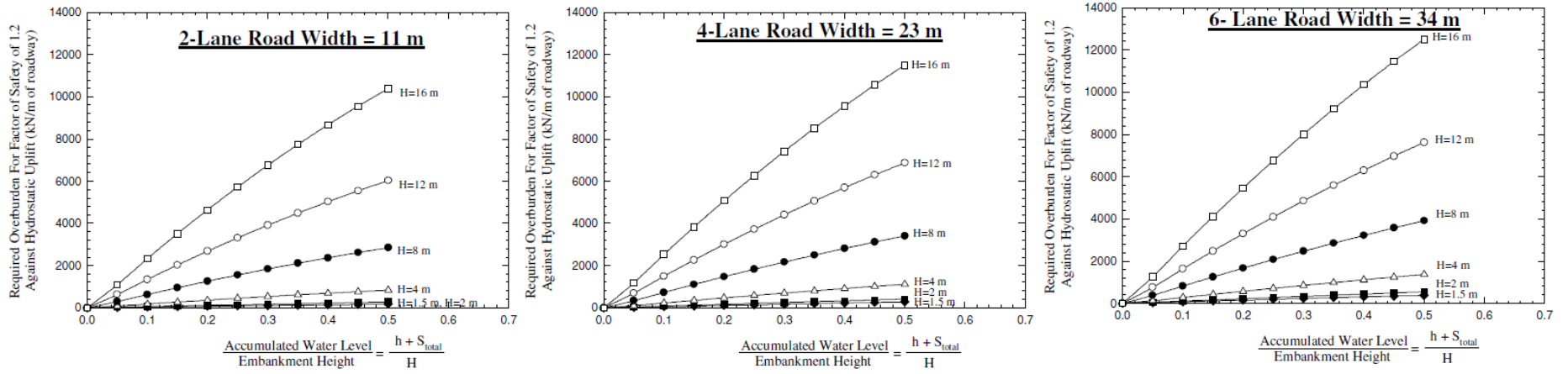


Figura 4.18.0.3 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA CON UN MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBAS CARAS DEL TERRAPLÉN, INCLINACIÓN 4H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

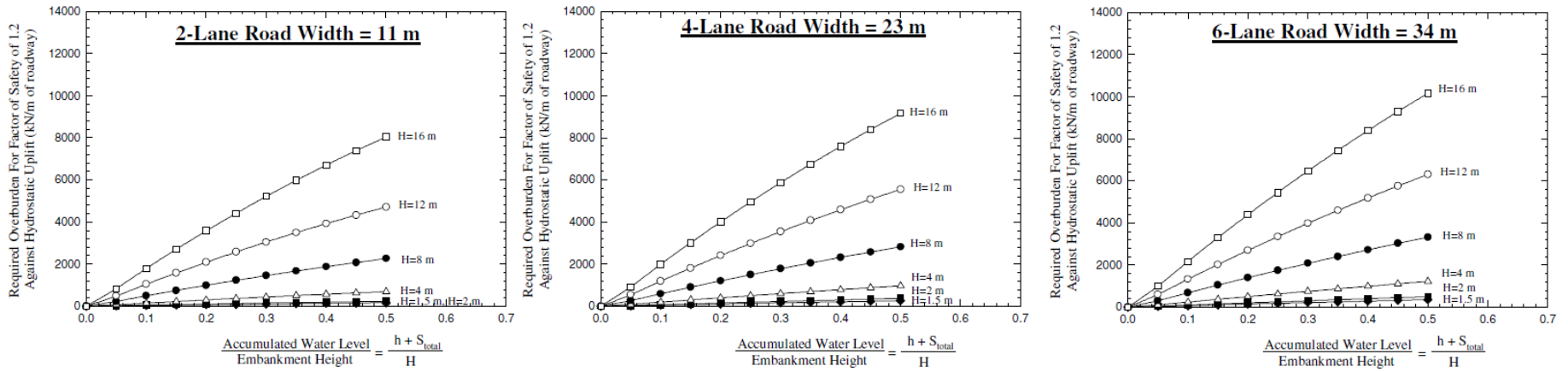


Figura 4.18.04 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA CON UN MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBAS CARAS DEL TERRAPLÉN, INCLINACIÓN 3H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

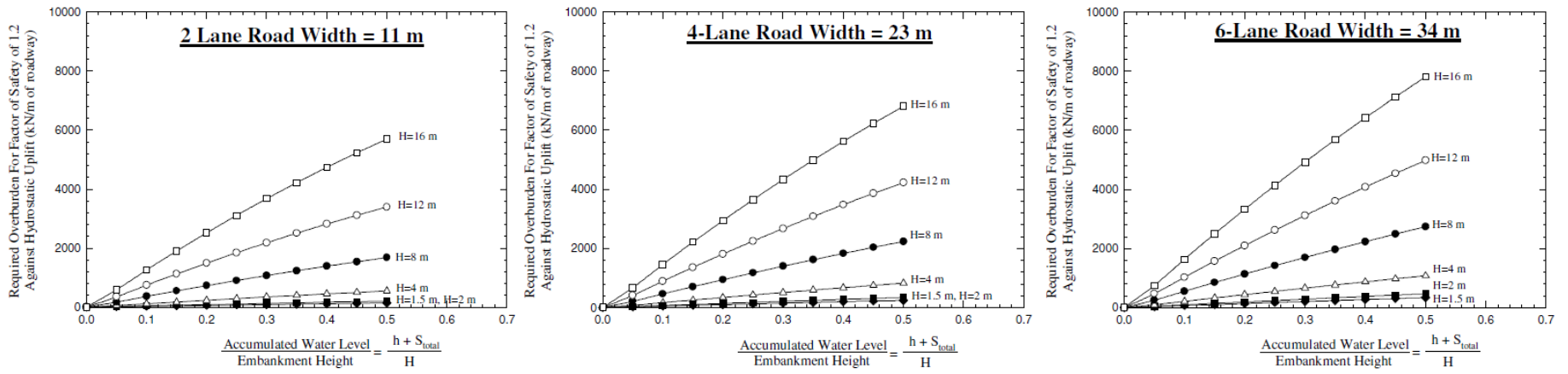


Figura 4.18.0.5 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA CON UN MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBAS CARAS DEL TERRAPLÉN, INCLINACIÓN 2H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

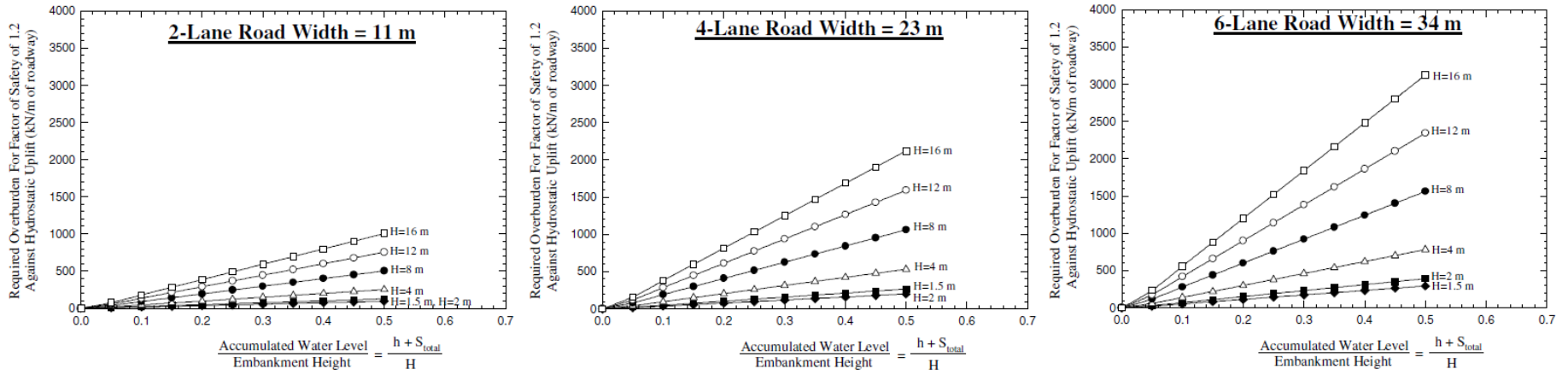


Figura 4.18.0.6 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA CON UN MISMO NIVEL DE AGUA EN AMBAS CARAS DEL TERRAPLÉN, INCLINACIÓN 0H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

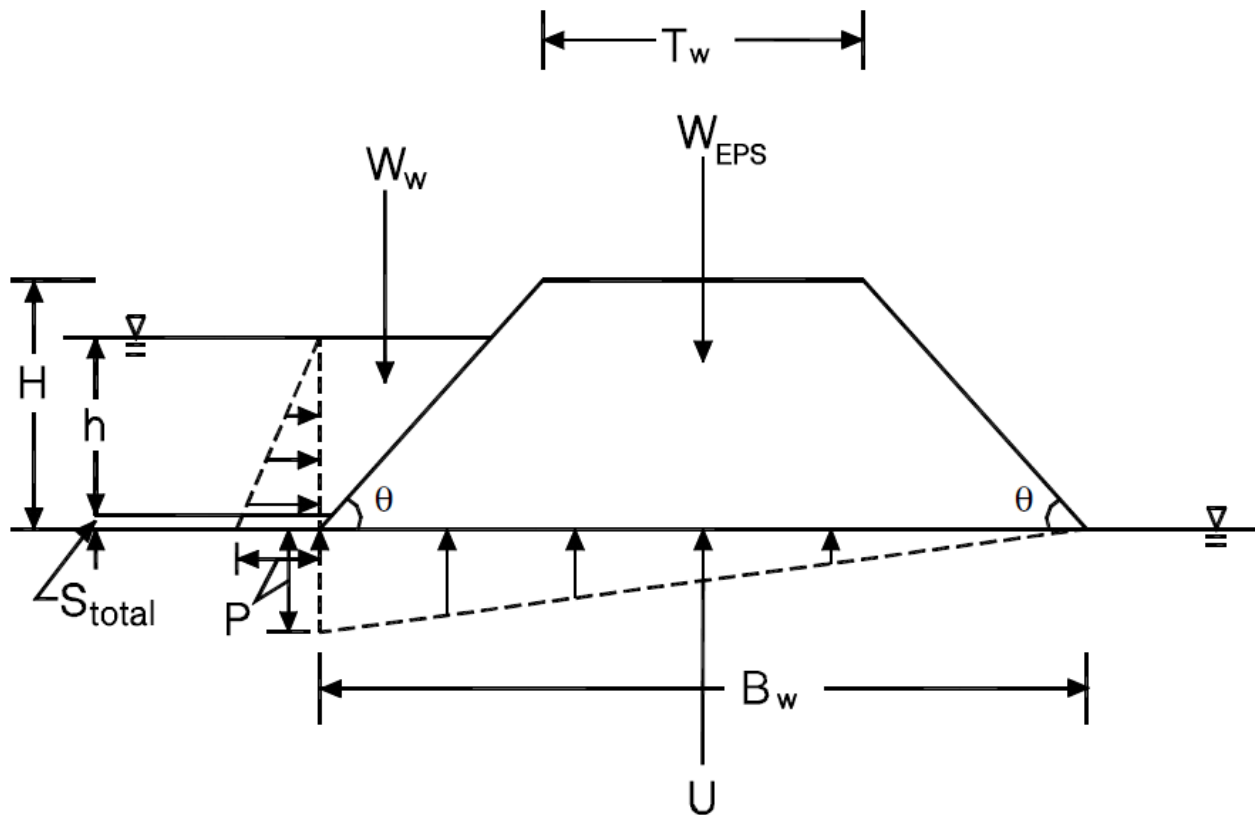


Figura 4.18.0.7 ANÁLISIS PARA DETERMINAR LA FLOTACIÓN EN EL CASO DE PRESENCIA DE AGUA EN UN SOLO LADO DEL TERRAPLÉN.

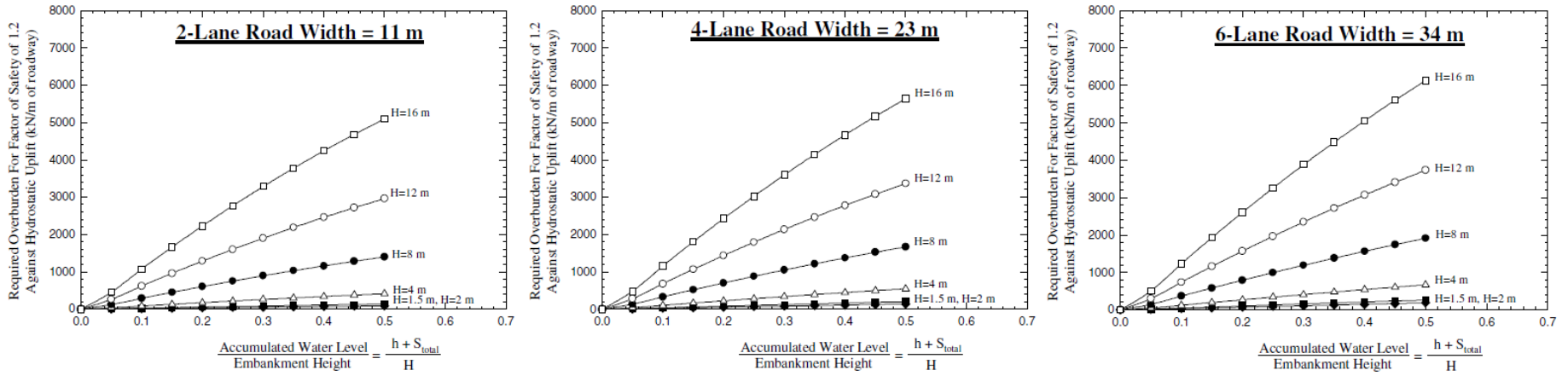


Figura 4.18.0.20 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA SIN SALIDA DE AGUA, INCLINACIÓN 4H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

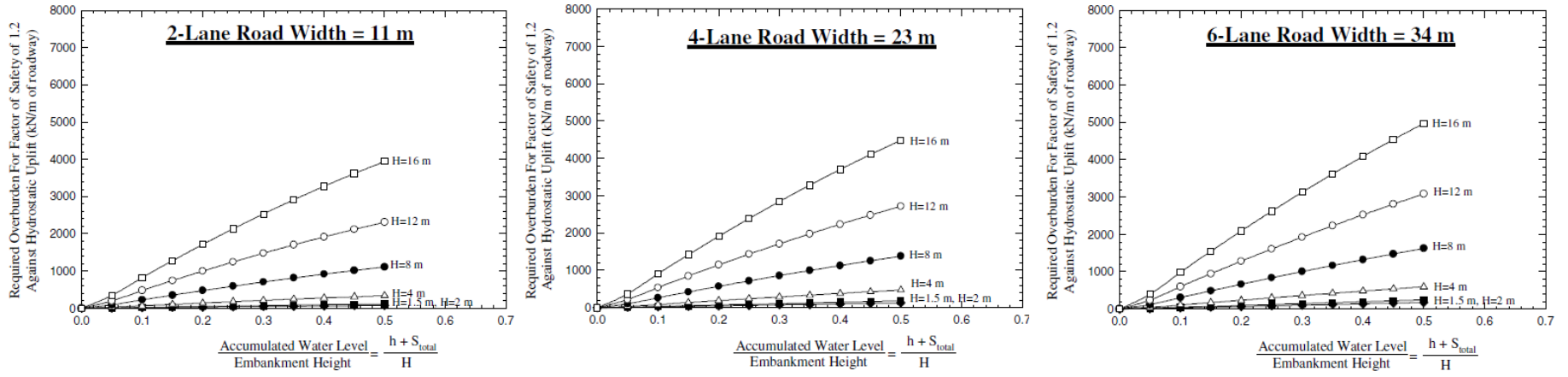


Figura 4.18.0.21 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA SIN SALIDA DE AGUA, INCLINACIÓN 3H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

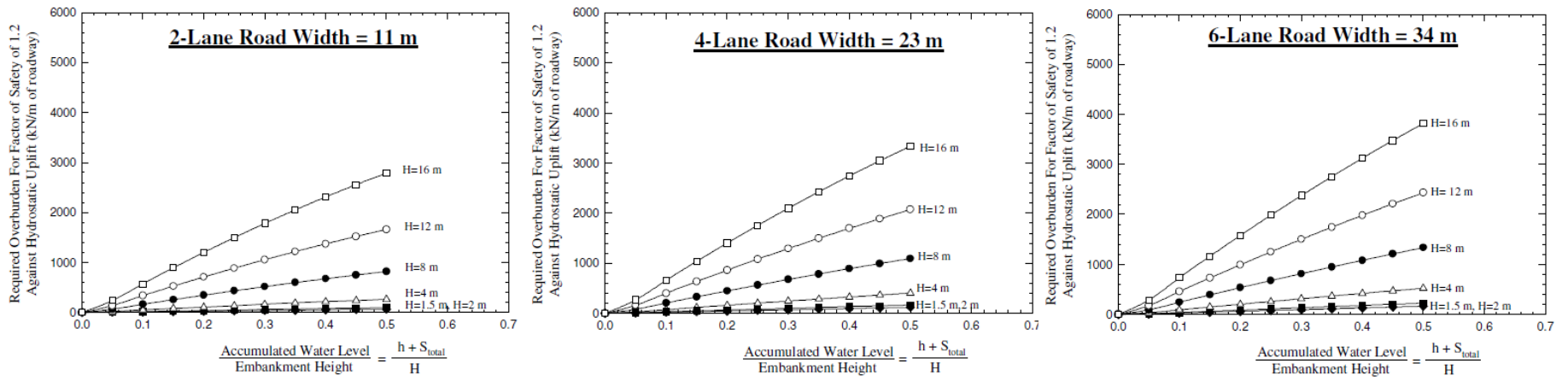


Figura 4.18.0.22 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA SIN SALIDA DE AGUA, INCLINACIÓN 2H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

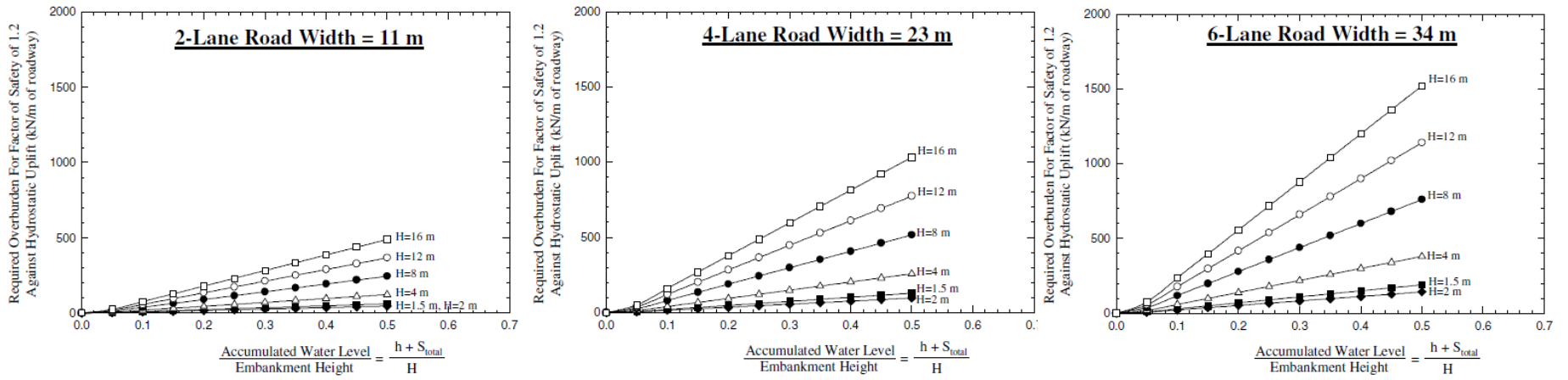


Figura 4.18.0.23 DISEÑO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 CONTRA LA FLOTACIÓN HIDROSTÁTICA SIN SALIDA DE AGUA, INCLINACIÓN 0H:1V Y 3 LÍNEAS DE TRÁFICO.

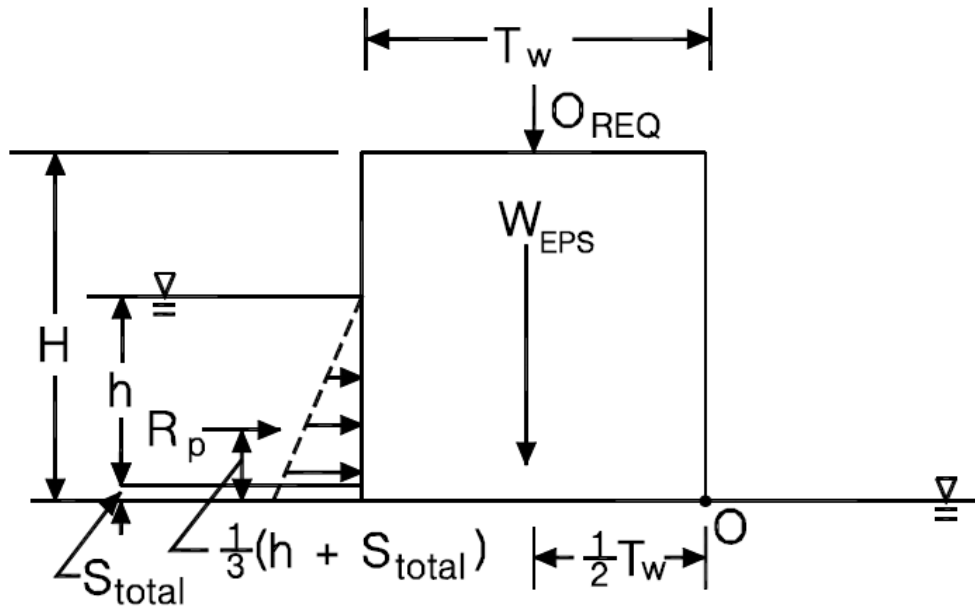


Figura 4.19.2.1 VARIABLES PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO DEBIDO A FUERZAS HORIZONTALES HIDROSTÁTICAS PARA EL CASO DE PRESENCIA DE AGUA EN UN SOLO LADO DEL TERRAPLÉN.

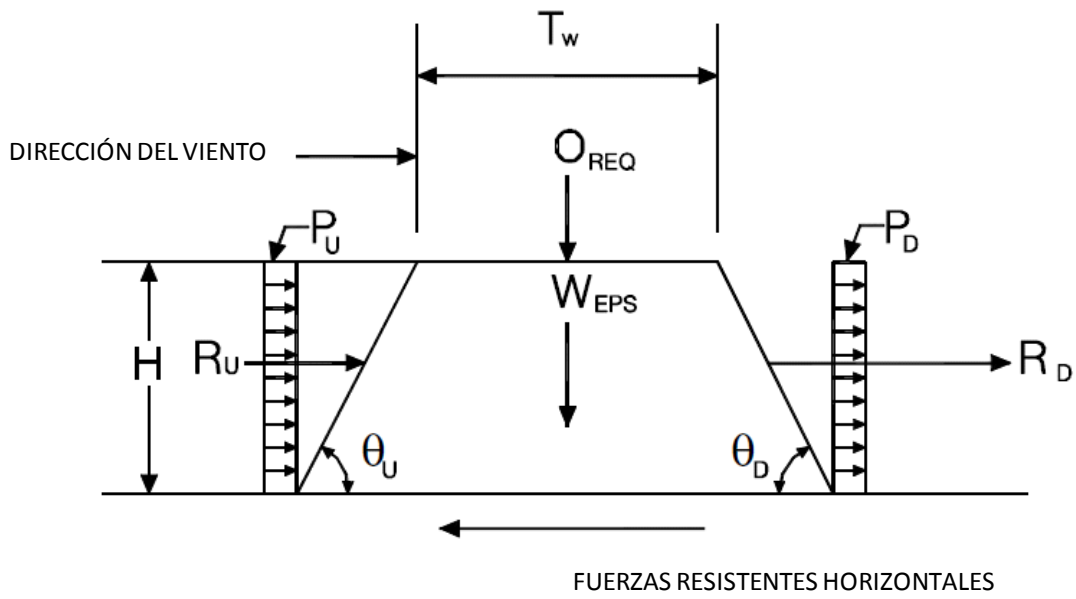


Figura 4.20.1.2 VARIABLES PARA ANALIZAR EL VIENTO.

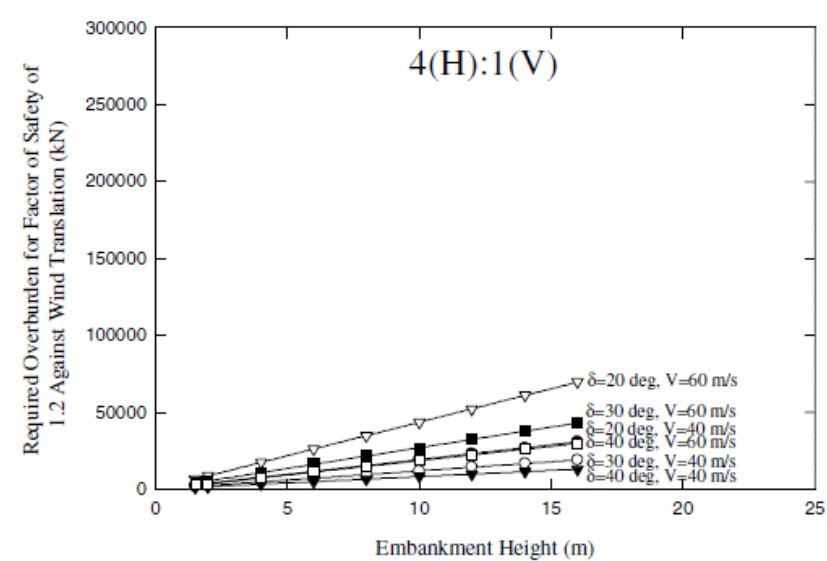
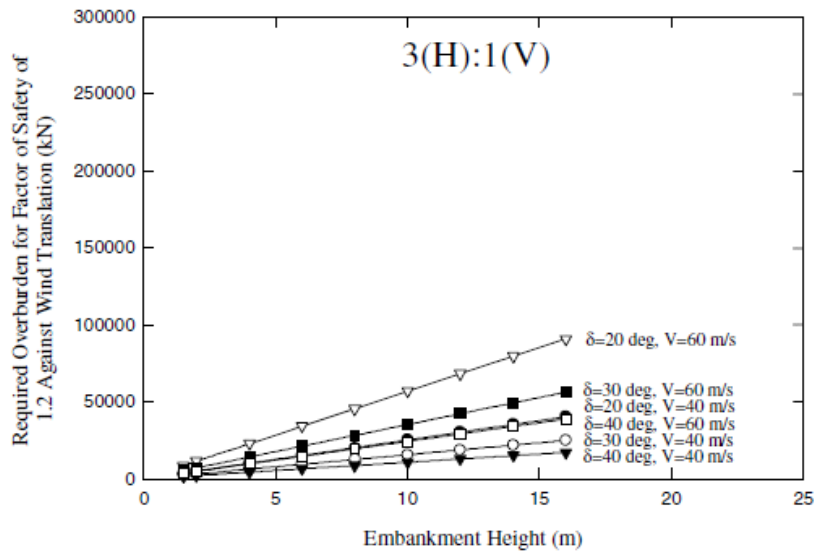
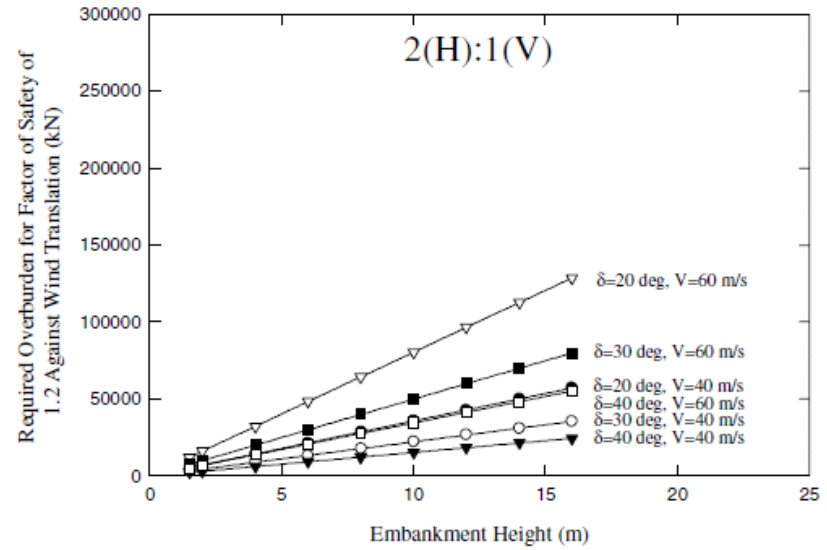
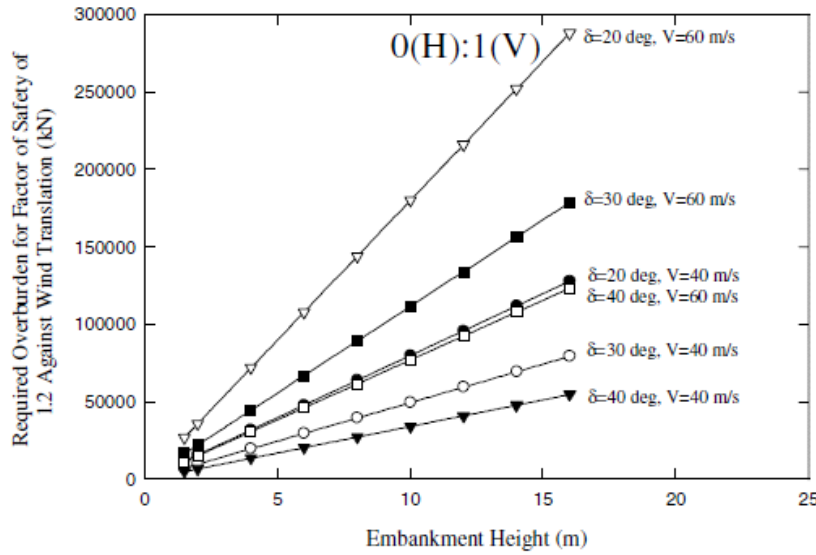


Figura 4.20.1.5 DISEÑO CONTRA EL DESPLAZAMIENTO DEBIDO AL VIENTO PARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.2 Y UN ANCHO DE CARRETERA DE 11 METROS, PARA CUATRO INCLINACIONES DE TERRAPLÉN.

δ	Slope (H:V)	T_w m (ft)	H m (ft)	V m/s (mi/hr)	O_{REQ}^* kN/m (kip/ft)	Equivalent Pavement System thickness ** m (ft)
20°	4:1	11 (36)	2 (6.6)	40 (90)	3,870 (265)	17.2 (56)
20°	0:1	11 (36)	2 (6.6)	40 (90)	15,990 (1,096)	72.3 (237)
40°	4:1	11 (36)	2 (6.6)	40 (90)	1,656 (114)	7.2 (24)
40°	0:1	11 (36)	2 (6.6)	40 (90)	6,852 (470)	30.8 (101)

*OREQ con un FS= 1.2

** Basado en un sistema de pavimento con un peso unitario de 20 kN/m³.

Tabla 4.20.1.6 SOBRECARGA Y ESPESOR DEL SISTEMA DE PAVIMENTO REQUERIDO PARA LA ESTABILIDAD CONTRA EL VIENTO.

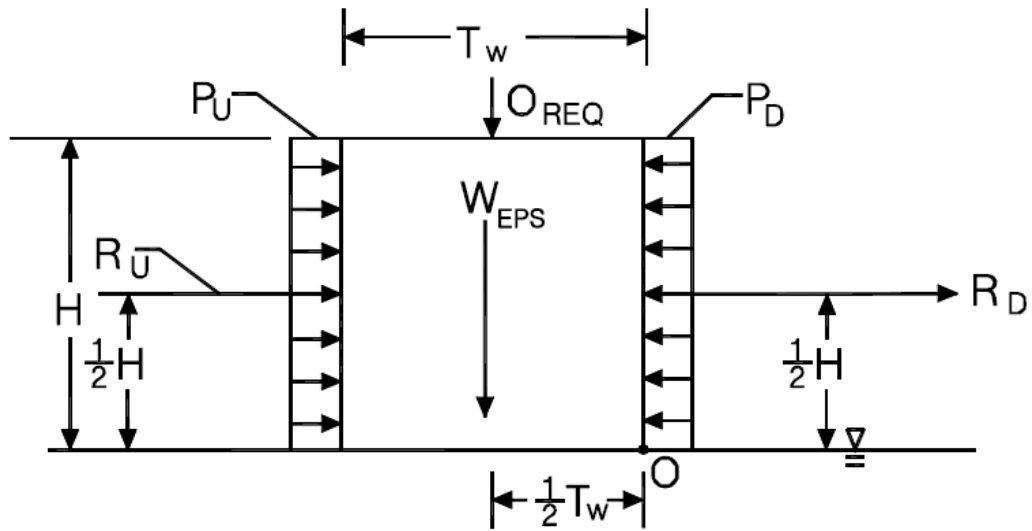


Figura 4.20.2.1 VARIABLES PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VOLCAMIENTO DEBIDO A FUERZAS HORIZONTALES.

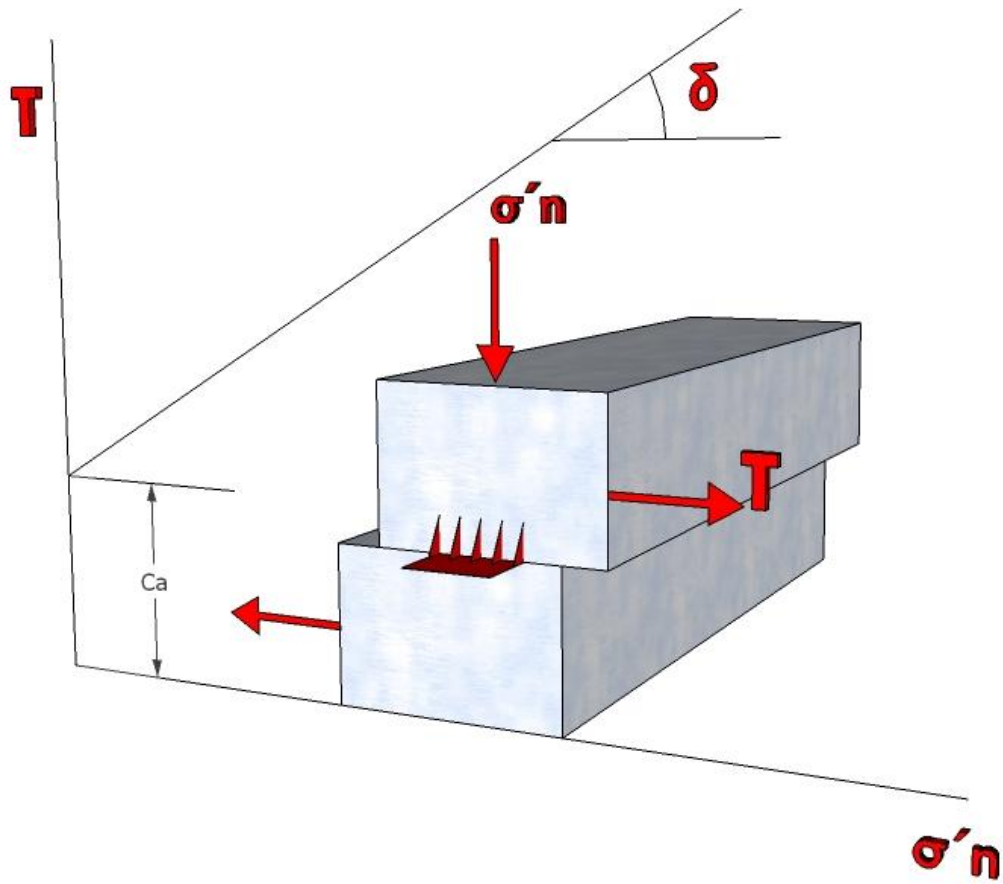


Figura 4.21.3.2 INTERFAZ DE RESISTENCIA AL CORTE DE BLOQUES DE EPS CON CONECTORES MECÁNICOS.

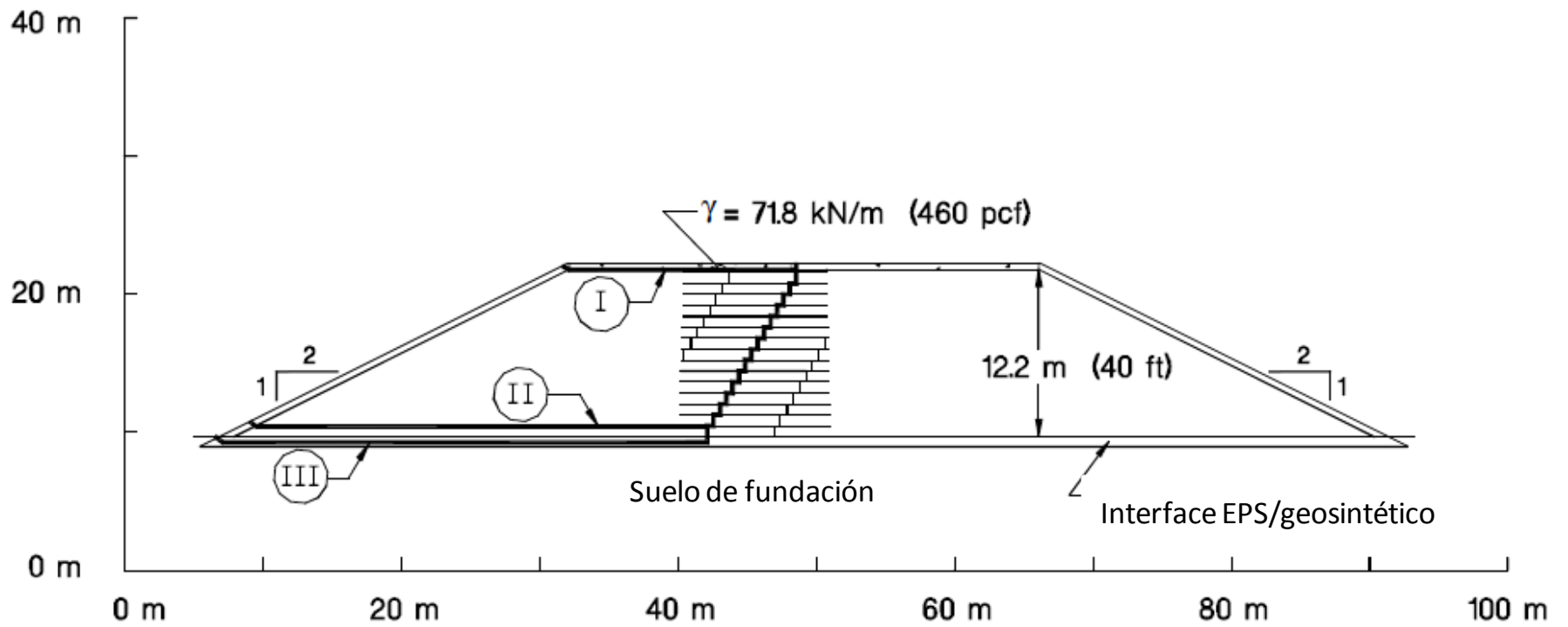


Figura 4.21.9.1 SECCIÓN TÍPICA TRAPEZOIDAL USADA EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD SISMICA INTERNA CON LOS TRES MODOS DE FALLA APLICADOS

MATERIAL	PESO UNITARIO HÚMEDO, γ_{hum} kN/m ³	PESO UNITARIO SATURADO, γ_{sat} kN/m ³	ÁNGULO DE FRICCIÓN, ϕ o δ , GRADOS	COHESIÓN, c' kPa
Suelo cobertor	18.9	19.6	28	0
Interface EPS/EPS	1	1	30	0
Interface sistema de pavimento/EPS y/o suelo de fundación/EPS	1	1	10-40	0

Tabla 4.21.11.1 PARÁMETROS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD INTERNA SISMICA DEL TERRAPLÉN.

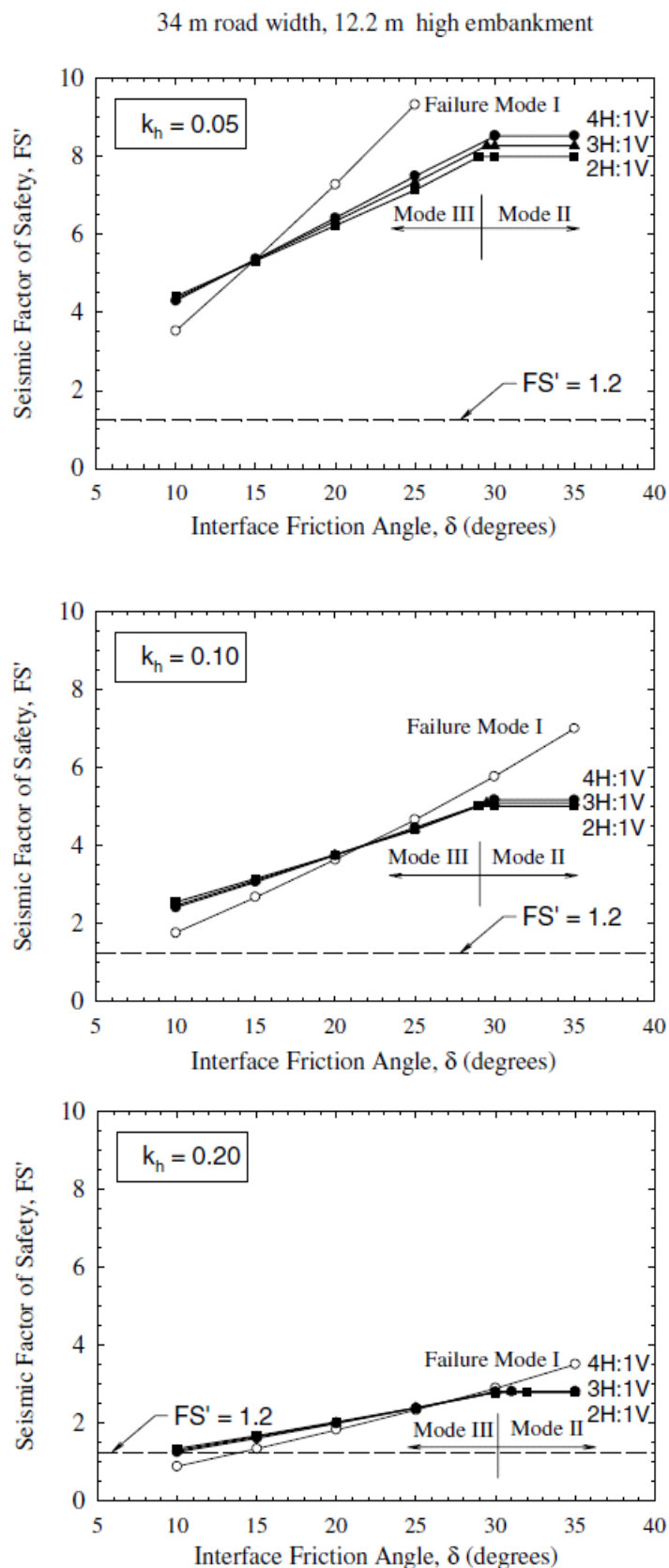


Figura 4.21.12.1 EFECTO DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN EN LA INTERFACIA Y TALUD DE INCLINACIÓN SOBRE EL FACTOR DE SEGURIDAD SÍSMICO, PARA UN TERRAPLÉN TRAPEZOIDAL CON GEOBLOQUES EPS DE UNA ALTURA DE 12.2m PARA 6 LÍNEAS DE TRÁFICO Y UN ANCHO TOTAL DE CARRETERA DE 34m.

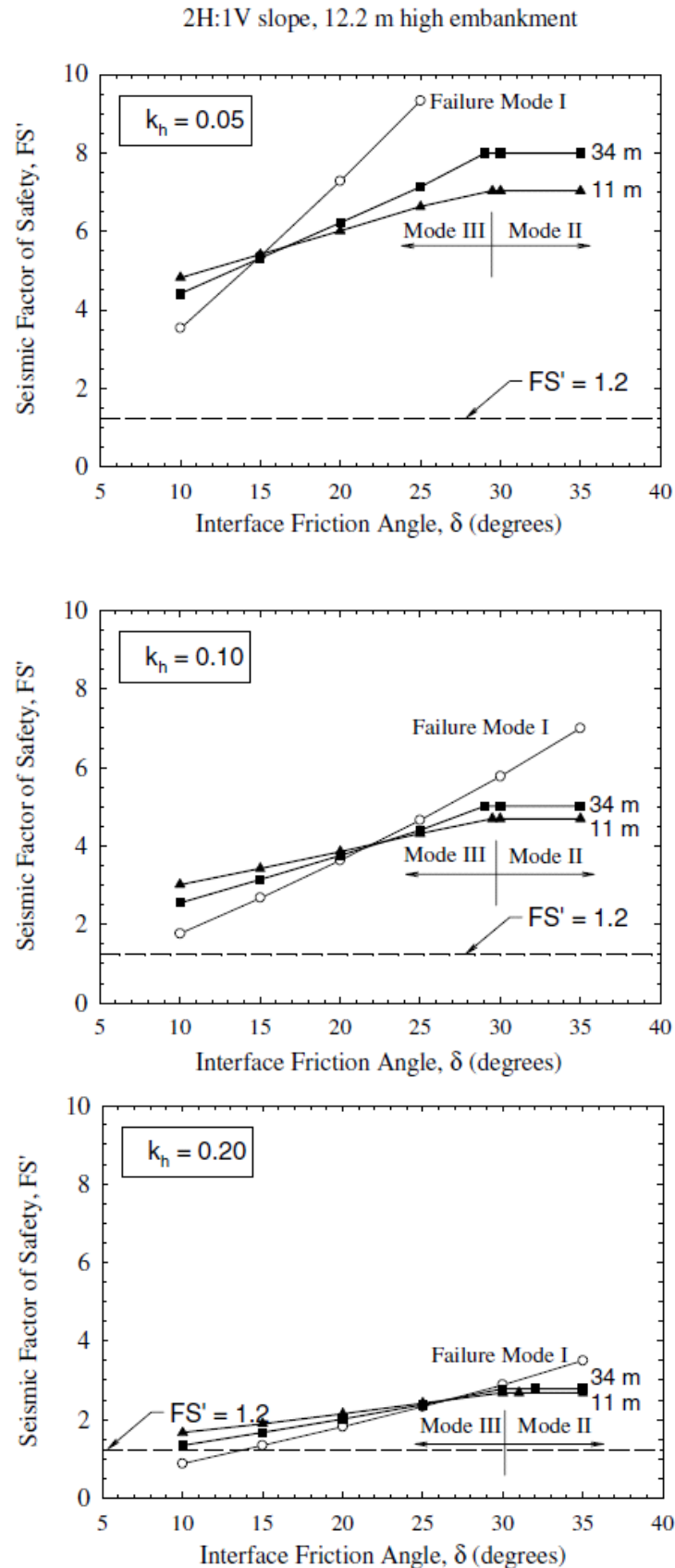


Figura 4.21.13.1 EFECTO DEL ANCHO DE CARRETERA SOBRE EL FACTOR DE SEGURIDAD SÍSMICO PARA UNA ALTURA DE 12.2m Y UNA INCLINACIÓN 2H:1V PARA TERRAPLENES TRAPEZOIDALES EPS.

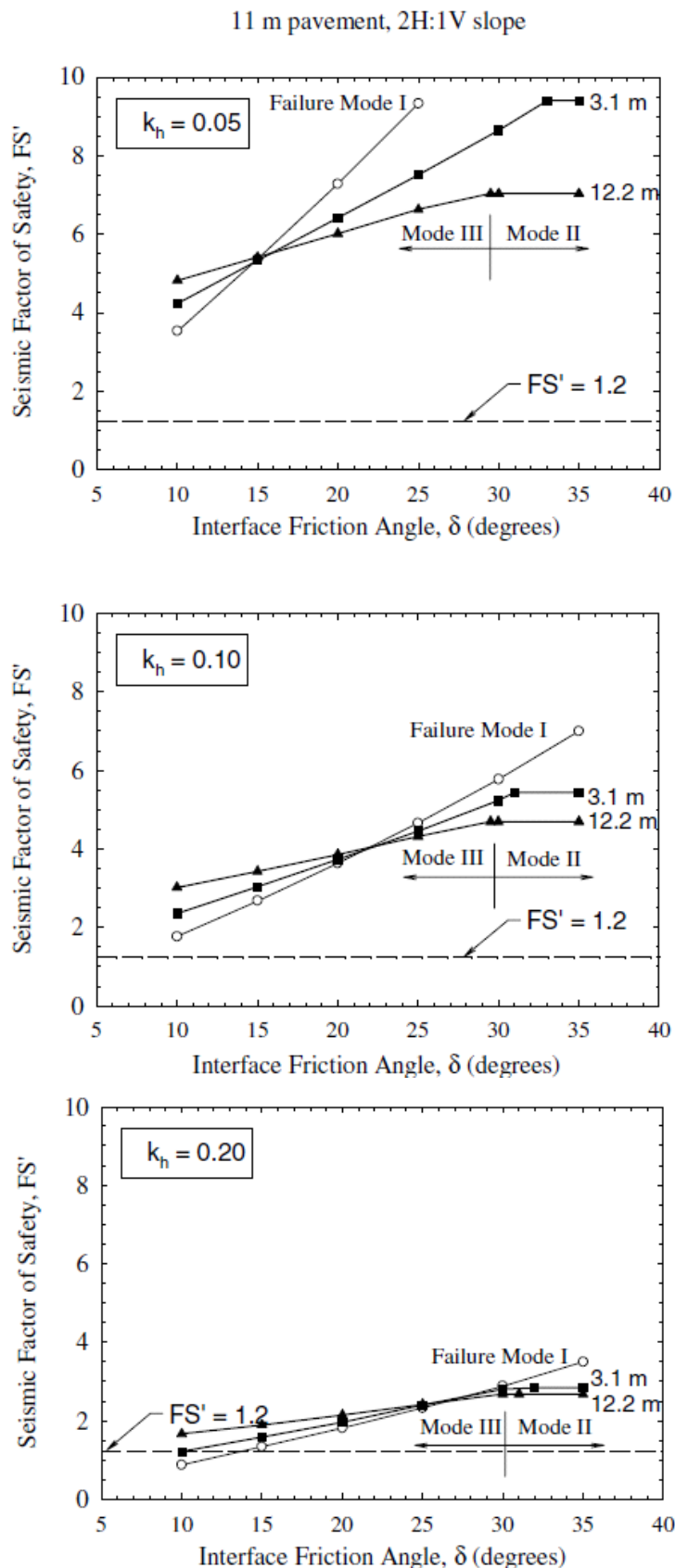


Figura 4.21.13.2 EFECTO DE LA ALTURA DEL TERRAPLEN SOBRE EL FACTOR DE SEGURIDAD SISMICO PARA TERAPLENES TRAPEZOIDALES CON UNA INCLINACIÓN DE 2H:1V PARA 2 LÍNEAS DE TRÁFICO.

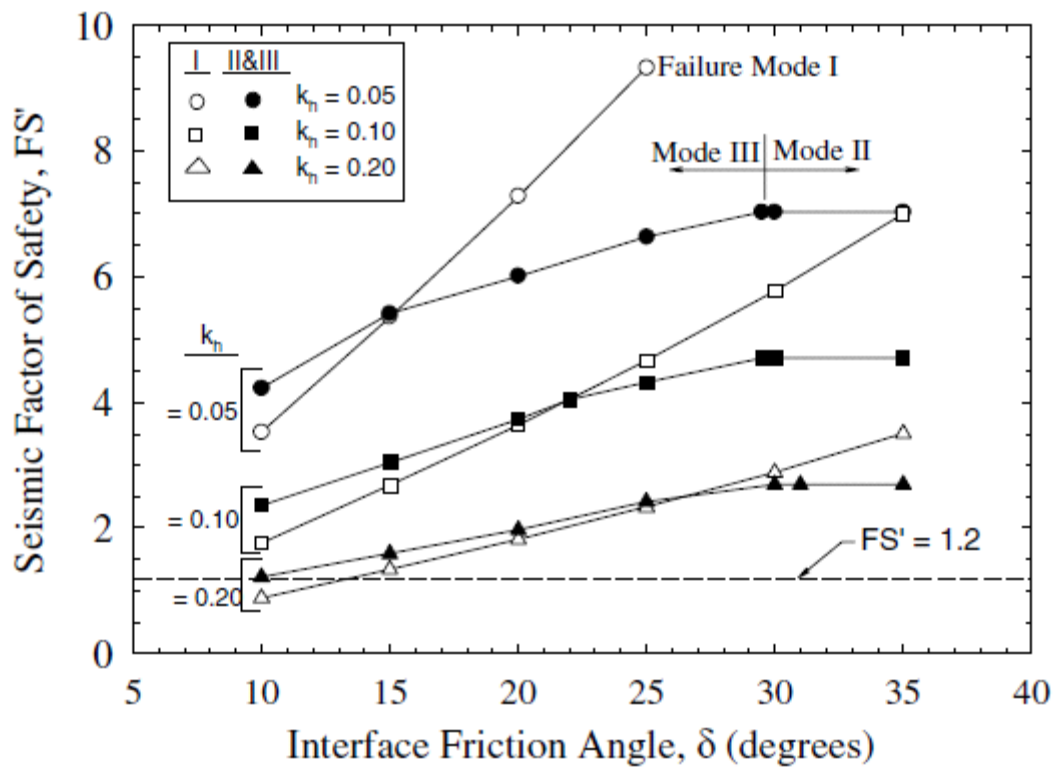


Figura 4.21.13.3 GRÁFICA DE DISEÑO PARA LA ESTABILIDAD INTERNA SÍSMICA DE TERRAPLENES TRAPEZOIDALES.

Material de Diseño	Densidad seca como un todo, kg/m³	Densidad seca de la muestra, kg/m³	Esfuerzo elástico límite, kPa	Módulo de Young tangente inicial, Mpa
EPS40	16	15	40	4
EPS50	20	18	50	5
EPS70	24	22	70	7
EPS100	32	29	100	10

VALORES MÍNIMOS PERMITIDOS DE ESFUERZOS LÍMITES ELÁSTICOS Y MÓDULOS DE YOUNG PARA EL MATERIAL DESIGNADO PROPUESTO POR LA AASHTO.

RESISTENCIA AL CORTE DE DIFERENTES SUELOS

Tipo de suelo	Resistencia en kilos por centímetro cuadrado	
	Suelo seco	Suelo húmedo
Arenoso	0,21 - 0,25	0,25 - 0,30
arcillo arenoso	0,42 - 0,49	0,21 - 0,28
arcilloso limoso	0,40 - 0,60	0,40 - 0,50
arcillo limo arenoso	0,40 - 0,50	0,35 - 0,40
arcilloso	0,60 - 0,70	0,50 - 0,60

RANGO DE VALORES DE RESISTENCIA AL CORTE PARA DIFERENTES SUELOS ARCILLOSOS.

BIBLIOGRAFÍA

- Bowles, J. E. En *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*.
- Gonzalo Duque Escobar, C. E. (2002). *Mecánica de suelos*. Manizales.
- Timothy D. Stark, D. A.-C. (2004). *Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments*. Urbana, Illinois, USA. Obtenido de http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_w65.pdf
- AASHTO T37-70, ASSTHO T33-70, AASTHO T-100, AASHTO: T-87, T-88, AASHTO: T-87, T-88, , AASTHO T-89, , AASHTO T-90, AASTHO T-180, AASHTO T 193-63, AASHTO T 234, AASHTO T 234,
- ASTM D421-58, D2216, ASTM D422-63, ASTM D854, ASTM D-421, D-422, ASTM: D-421, D-422, ASTM D-421, D-422, ASTM D4318, ASTM D4318, ASTM D-1557, ASTM D 2435-80, ASTM D 6951, ASTM D 2850- 03, ASTM D 1622 – 08, ASTM D1621 – 10, ASTM D 2850- 03
- INEN 691, INEN 692
- Terzagui, Karl (1986) *Mecánica de los Suelos*. 2da Edición. Editorial El Ateneo. Caracas. Venezuela
- Lambe, T. William (1974) *Mecánica de los Suelos*. Editorial Limusa. Caracas, Venezuela. Tomo I y Li.
- http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/limites.pdf
- Robert M. Koerner PH.D., P.E. *Designing whit Geosynthetics*. PRENTICE HALL, Upper Saddle River, New Jersey 07458, Fourth Edition.
- Brun Carlos, Ing., “Geofoam en Ingeniería Vial: Una Alternativa a Considerar”, Montevideo, Uruguay.
- Horvath John, PhD, “Desing with Geofoam”, Boston Seminary, American Society of Civil Engineers.

- Ahmed Fouad Elragi, PhD, "Selected Engineering and Applications of EPS Geofoam", Softoria Company, El Cairo Egypt.
- Caro S. Silvia, Investigación en "El Uso de Geosintéticos en Proyectos de Pavimentación en Colombia", Universidad de los Andes, Colombia.
- Horvath, J. (1995). Geofoam Geosynthetic. Manhattan College, New York, USA.
- AISLAPOL S.A. Aislantes Politérmicos, Km 9.5 vía Daule Lotiz. Inmaconsa, Calle Palmeras y Casuarinas. Guayaquil- Ecuador.
- Contraloría General del Estado (Ecuador) , sitio web:
http://www.contraloria.gob.ec/informativo.asp?id_SubSeccion=33
- CONSEKORP S.A., Contratos y Servicios, calle Eloy Alfaro, Cumbayá, Quito- Ecuador

