



Criterios generales para proyecto, especificación y aplicación de geosintéticos.

Manual Técnico

MACCAFERRI

Autores:

Eng. Daniele Martin Ojea
Eng. Paulo Eduardo Oliveira da Rocha
Eng. Petrucio José dos Santos Junior
Eng. Victor Gustavo Chiari

1ª Edição
Enero / 2010

MACCAFERRI

Maccaferri do Brasil Ltda.

INTRODUCCIÓN

La finalidad de este manual es transmitir, de forma objetiva, informaciones generales sobre todos los tipos de geosintéticos y metodologías para dimensionamiento, proyecto y ejecución de obras con estos productos. También están en detalles informaciones sobre normas y ensayos pertinentes a cada tipo de geosintético.

El principal propósito de Maccaferri con esta obra es contribuir con informaciones útiles y objetivas a las áreas de proyecto y construcción de obras con la utilización de geosintéticos. Representan los mismos modernidad tecnológica, proporcionando una visible economía de recursos, optimización de cronogramas de trabajo y más confiabilidad y durabilidad de las obras.

Para un análisis más detallado sobre los argumentos aquí tratados, le sugerimos consultar las obras específicas; que hay, como referencia bibliográfica, en este manual.

Maccaferri se pone a su total disposición, le asesorándolo en cuanto a la solución de problemas específicos, basado en su experiencia, adquirida a lo largo de más de 125 años de existencia en todo el mundo.

Introducción.....	07
1. Carreteras.....	09
1.1 - Separación y estabilización de sublechos.....	09
1.1.1 - Generalidades.....	09
1.1.2 - Introducción.....	10
1.1.3 - Metodología de cálculo.....	10
1.1.4 - Ejemplo de cálculo.....	17
1.1.5 - Antecedentes.....	19
1.1.6 - Instalación.....	21
1.1.7 - Normas relacionadas.....	23
1.1.8 - Bibliografía.....	23
1.2 - Refuerzo de base de pavimentos.....	24
1.2.1 - Generalidades.....	24
1.2.2 - Introducción.....	24
1.2.3 - Metodología de cálculo.....	24
1.2.4 - Exemplo de cálculo.....	28
1.2.5 - Antecedentes.....	36
1.2.6 - Instalación.....	38
1.2.7 - Normas relacionadas.....	40
1.2.8 - Bibliografía.....	40
1.3 - Repavimentación con geotextiles.....	41
1.3.1 - Generalidades.....	41
1.3.2 - Introducción.....	41
1.3.3 - Metodología y ejemplo de cálculo.....	46
1.3.4 - Ejemplo de cálculo.....	48
1.3.5 - Antecedentes.....	51
1.3.6 - Instalación.....	53
1.3.7 - Normas relacionadas.....	58
1.3.8 - Bibliografía.....	58
1.4 - Sistema de drenaje subsuperficial.....	59
1.4.1 - Generalidades.....	59
1.4.2 - Introducción.....	59
1.4.3 - Metodología de cálculo.....	60
1.4.4 - Ejemplo de cálculo.....	61
1.4.5 - Antecedentes.....	65
1.4.6 - Instalación.....	67
1.4.7 - Normas relacionadas.....	69
1.4.8 - Bibliografía.....	69
2. Edificaciones.....	71
2.1 - Sistemas de drenaje vertical y horizontal.....	71

2.1.1 - Generalidades.....	71
2.1.2 - Introducción.....	71
2.1.3 - Metodología de cálculo.....	75
2.1.4 - Ejemplo de cálculo.....	78
2.1.5 - Antecedentes.....	81
2.1.6 - Instalación.....	85
2.1.7 - Normas relacionadas.....	87
2.1.8 - Bibliografía.....	87
2.2 Refuerzo de fundaciones superficiales o rasas.....	88
2.2.1 - Generalidades.....	88
2.2.2 - Introducción.....	88
2.2.3 - Metodología de cálculo.....	90
2.2.4 - Ejemplo de cálculo.....	94
2.2.5 - Antecedentes.....	95
2.2.6 - Instalación.....	97
2.2.7 - Normas relacionadas.....	99
2.2.8 - Bibliografía.....	99
3. Geotecnia.....	101
3.1 - Muros de contención en suelo reforzado.....	101
3.1.1 - Generalidades.....	101
3.1.2 - Introducción.....	102
3.1.3 - Metodología de cálculo.....	107
3.1.4 - Ejemplo de cálculo.....	132
3.1.4.1 - Ejemplo de cálculo para soluciones Terramesh®.....	132
3.1.4.2 - Ejemplo de cálculo para soluciones Macwall®.....	147
3.1.5 - Antecedentes.....	164
3.1.6 - Instalación.....	174
3.1.7 - Normas relacionadas.....	178
3.1.8 - Bibliografía.....	178
3.2 - Refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos.....	180
3.2.1 - Generalidades.....	180
3.2.2 - Introducción.....	180
3.2.3 - Metodología de cálculo.....	180
3.2.4 - Ejemplo de cálculo.....	187
3.2.5 - Antecedentes.....	190
3.2.6 - Instalación.....	192
3.2.7 - Normas relacionadas.....	194
3.2.8 - Bibliografía.....	194
4. Control de efluentes.....	195
4.1 - Laguna de tratamiento de efluentes.....	195

4.1.1 - Generalidades.....	195
4.1.2 - Introducción.....	195
4.1.3 - Metodología de cálculo.....	197
4.1.4 - Ejemplo de cálculo.....	203
4.1.5 - Antecedentes.....	207
4.1.6 - Normas relacionadas.....	209
4.1.7 - Bibliografía.....	210
4.2 - Terraplenes de residuos sólidos.....	212
4.2.1 - Generalidades.....	212
4.2.2 - Introducción.....	213
4.2.3 - Metodología de cálculo.....	214
4.2.4 - Ejemplo de cálculo.....	226
4.2.5 - Antecedentes.....	233
4.2.6 - Normas relacionadas.....	235
4.2.7 - Bibliografía.....	236
4.3 - Protección de geomembranas.....	237
4.3.1 - Generalidades.....	237
4.3.2 - Introducción.....	237
4.3.3 - Metodología de cálculo.....	238
4.3.4 - Exemplo de cálculo.....	243
4.3.5 - Antecedentes.....	246
4.3.6 - Normas relacionadas.....	248
4.3.7 - Bibliografía.....	249
4.4 - Deshidratación de lodos.....	250
4.4.1 - Generalidades.....	250
4.4.2 - Introducción.....	250
4.4.3 - Metodología de cálculo.....	251
4.4.4 - Ejemplo de cálculo.....	257
4.4.5 - Antecedentes.....	259
4.4.6 - Instalación.....	261
4.4.7 - Normas relacionadas.....	263
4.4.8 - Bibliografía.....	264
4.5 - Instalación de las geomembranas Macline®.....	265
4.5.1 - Etapas y consideraciones preliminares.....	265
4.5.2 - Procedimientos de instalación.....	266
4.5.3 - Control de calidad.....	269
4.6 - Tabla de resistencia química del PEAD.....	270
5. Protección de taludes.....	279
5.1 - Revestimientos de taludes con geomantas/biomantas.....	279
5.1.1 - Generalidades.....	279
5.1.2 - Introducción.....	279
5.1.3 - Metodología de cálculo.....	284

5.1.4 - Ejemplo de cálculo.....	288
5.1.5 - Antecedentes.....	292
5.1.6 - Instalación.....	300
5.1.7 - Normas relacionadas.....	303
5.1.8 - Bibliografía.....	303
 6. Ensayos.....	 305
6.1. - Ensayo para determinación de la flexibilidad (rigidez Flexural) de las TRM'S.....	305
6.2 - Ensayo de resistencia a rayos ultravioletas.....	306
6.3 - Ensayo para determinación de la penetración de luz en Geomantas (TRM).....	307
6.4 - Ensayo de resistencia en la costura.....	308
6.5 - Ensayo de permeabilidad planar y transmissividad.....	309
6.6 - Ensayo de resistencia a tracción - faja ancha.....	310
6.7 - Ensayo de resistencia al punzonamiento tipo CBR.....	312
6.8 - Ensayo de determinación del gramaje.....	314
6.9 - Ensayo de determinación de espesura.....	315
6.10 - Ensayo de de determinación de la abertura de filtración.....	316
6.11 - Permeabilidad / permissividad de geotextiles.....	317
6.12 - Resistencia a tracción - GRAB.....	318
6.13 - Resistencia al rasgado trapezoidal.....	319
6.14 - Resistencia a estallido.....	320
6.15 - Determinación de abertura aparente.....	320
6.16 - Ensayo de resistencia a tracción por elementos.....	321

1.1 - SEPARACIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE SUBLECHOS

1.1.1- GENERALIDADES

Durante la construcción de carreteras, ferrocarriles o vías en general, es común hallarse frente a la necesidad de aplicar algún elemento de separación, que permita el acceso o la entrada de los equipamientos de compactación y rodaje en sitios cuyo suelo no presente la capacidad de sostener suficientemente operaciones de terraplén. Convencionalmente se utilizan materiales granulares para tal fin, permitiéndose un incremento a la capacidad de soporte del suelo de fundación; a la vez se contribuye con la el drenaje de la base de sustentación de la vía, siendo generalmente la presencia de agua la responsable por la baja resistencia.

Se observa, mientras tanto, que para que se alcance un nivel satisfactorio con el uso de materiales granulares se necesita un volumen significativo de material, suficiente para que se permita el acceso de vehículos. Esto no ocurre cuando son usados geotextiles, pues su empleo permite optimizar la camada de material granular, y, aun, desempeña el papel de filtración requerido (figura 1.1.1); o sea, se pretende que el geotextil separe dos camadas de diferentes materiales, con que sean evitados contaminaciones, mezclas o el mismo contacto.

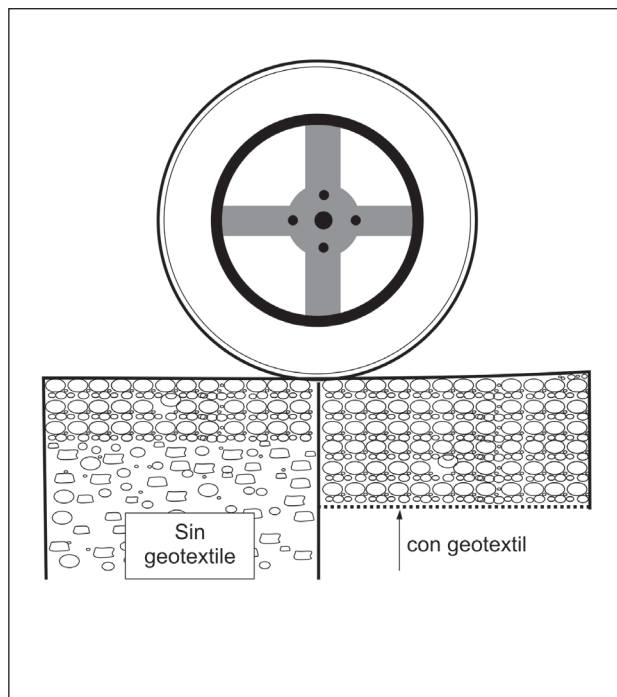


Figura 1.1.1 – La ilustración muestra la camada de material granular, sin geotextil, siendo invadida por el sublecho de baja capacidad de soporte, y la camada de material granular, con geotextil, actuando como elemento separador y filtrante.

1.1.2 - INTRODUCCIÓN

La aplicación de geotextil como elemento separador es común en carreteras, ferrocarriles, aeropuertos y estacionamientos, especialmente cuando se realizan tales obras sobre suelos blandos cohesivos, una vez que su utilización impide la mezcla entre el subsuelo y los materiales de los terraplenes utilizados en las obras, con lo que se evita la contaminación de la base constituida de agregado y su resultante pérdida de resistencia.

Ensayos demuestran que sólo un 20% en peso del suelo del sublecho mezclado al suelo de la base es suficiente para reducirle la capacidad de soporte hacia el sublecho. Ese problema normalmente ocurre por cuenta del movimiento de gran cantidad de agua. Cuando grandes cargas transversales se aplican a la superficie de la carretera, hay una acción de bombeo que acelera el movimiento de agua y la migración de las partículas del suelo, acelerando el proceso de falla en la carretera.

Permeabilidad y resistencia son los dos criterios más importantes para que se elija el geotextil con función de separación. Por el criterio de permeabilidad, se estima que el agua se mueva a través del geotextil mientras éste retiene parte del suelo fino sin que sufra colmatación; por el criterio de resistencia, el geotextil debe soportar el proceso constructivo y las presiones de tráfico sobre la camada de material granular.

Un punto muy importante a ser observado en cuanto al uso de geotextiles como elementos separadores consiste en no ser ese uso lo que define la estabilidad del paquete asfáltico, o sea, la estabilidad estructural de todas las camadas de pavimento deberá ser evaluada mediante criterios específicos.

1.1.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Utilizándose geotextiles como elementos de separación en vías, hay que tener en cuenta algunas consideraciones, como:

- Conocer las características físicas e hidráulicas del suelo del sublecho.
- Elegir la resistencia del geotextil según los criterios constructivos que serán adoptados, evitándose así daños severos de instalación (punciones, rasgo, etc).
- En carreteras existentes, verificar si una subbase adicional se ha incluido anteriormente como soporte estructural extra, para contener el suelo de menor resistencia y reducir la formación de rastros de ruedas durante el pasaje de los equipamientos pesados. En esos casos, se debe reducir la subbase de un 30% a un 50%, e incluir el geotextil en el proyecto entre la base y la subbase.
- Además de tomar por base el proyecto geométrico, para que sea posible evidenciar las áreas

donde necesariamente deberán ser utilizados elementos separadores.

De esa manera, para que ocurra la función de separación, basta poner el geotextil sobre el suelo del sublecho y, en seguida, repartir y compactar sobre el geotextil el material granular. Las deformaciones subsecuentes son muy localizadas, y ocurren en torno a cada partícula individual del material granular elegido. Con base en esto, varias consideraciones pueden ser hechas conforme las propiedades mecánicas de los geotextiles, y es con base en esas consideraciones que, a seguir, se presentan criterios para la correcta elección del geotextil como elemento separador y estabilizador de sublechos.

Resistencia al estallido

Considerándose un geotextil posicionado sobre sublecho de baja capacidad de soporte y un suelo granular de partículas con diámetro mediano, sobre el geotextil, habrá entre las partículas, si fueren de tamaño uniforme, vacíos que permitirán la entrada del geotextil. Esa entrada es causada por simultáneas acciones de las cargas de tráfico, siendo transmitidas a las partículas de material granular, por el geotextil y por el suelo subyacente. Las tensiones de suelo intentan ahí empujar el geotextil para arriba, en los vacíos entre las partículas (figura 1.1.2). Giroud (1984) propuso una formulación para la resistencia exigida por el geotextil, que puede ser adoptada para esa aplicación.

$$T_{\text{reqd}} = \frac{1}{2} p' d_v [f(\epsilon)] \quad (1.1.1)$$

donde:

T_{reqd} = resistencia a estallido requerida para el geotextil;

p' = tensión en la superficie del geotextil, menor o igual a la presión de la rueda;

d_v = diámetro máximo del vacío entre las partículas sólidas, $d_v = 0.33d_a$;

d_a = diámetro mediano entre las partículas de material granular;

$f(\epsilon)$ = deformación que es función del alargamiento del geotextil.

$$f(\epsilon) = \frac{1}{4} \left(\frac{2y}{b} + \frac{b}{2y} \right)$$

donde:

b = ancho de apertura (o vacío), y

y = deformación dentro de la abertura (o vacío).

1. Estradas

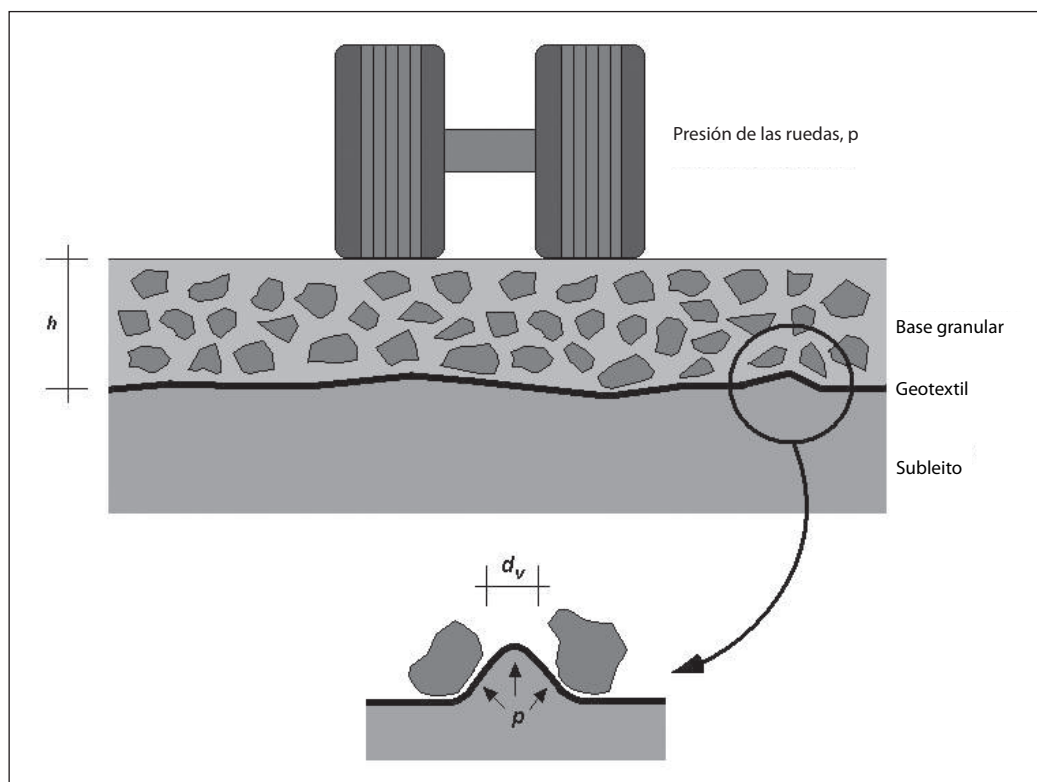


Figura 1.1.2 – Geotextil tensionado en el vacío entre las partículas de suelo granular (Koerner, 1998).

Esa proposición es análoga al ensayo de estallido previsto por la ASTM D3786, según el cual el geotextil es tensionado gradualmente en forma hemisférica hasta su falla por tensión radial. Entonces es posible adoptar la siguiente ecuación:

$$T_{ult} = \frac{1}{2} p_{test} d_{test} [f(\epsilon)]$$

(1.1.2)

Donde:

T_{ult} = resistencia última del geotextil;

p_{test} = tensión de estallo;

d_{test} = diámetro del dispositivo del ensayo de estallo (= 30mm).

Considerándose $T_{allow} = T_{ult}$ (IIRF), donde IIRF = factor de reducción acumulativo, es posible formular una expresión para el factor de seguridad:

$$FS = \frac{T_{allow}}{T_{reqd}} = \frac{(p_{test} d_{test})}{(IIRF) p' d_v} \quad (1.1.3)$$

Resistencia a tracción

Cuando una partícula de agregado es presionada sobre dos otras, se moviliza sobre el geotextil una tensión de tracción lateral o en plano cualquiera (figura 1.1.3). Con ello es posible estimar cuál la máxima deformación que sufrirá el geotextil bajo las deformaciones formadas por las dos partículas inferiores (figura 1.1.3). A partir de las dimensiones mostradas en la figura 1.1.3, es posible determinar la máxima deformación que ocurrirá en el geotextil, sin que haya ni deslizamiento ni rotura de los agregados.

$$\varepsilon = \frac{l_f - l_o}{l_o} \times 100 = \frac{[d + 2(d/2)] - 3(d/2)}{3(d/2)} \times 100 = \frac{4(d/2) - 3(d/2)}{3(d/2)} \times 100 = 33\%$$

Mire que el resultado asumido es independiente del tamaño de las partículas. Consecuentemente, la deformación en el geotextil podrá superar el 33%, de acuerdo con los datos estimados. La tensión movilizada está relacionada a la presión ejercida en el agregado, conforme la siguiente ecuación:

$$T_{reqd} = p' (d_v)^2 [f(\varepsilon)] \quad (1.1.4)$$

donde:

T_{reqd} = resistencia grab en el geotextil;

p' = tensión en la superficie del geotextil;

d_v = diámetro máximo del vacío entre las partículas sólidas, $d_v = 0.33d_a$;

d_a = diámetro mediano entre las partículas de material granular;

$f(e)$ = deformación que es función del alargamiento del geotextil.

1. Estradas

$$f(\epsilon) = \frac{1}{4} \left(\frac{2y}{b} + \frac{b}{2y} \right)$$

donde:

b = ancho de apretura (o vacío), y

y = deformación dentro de la abertura (o vacío).

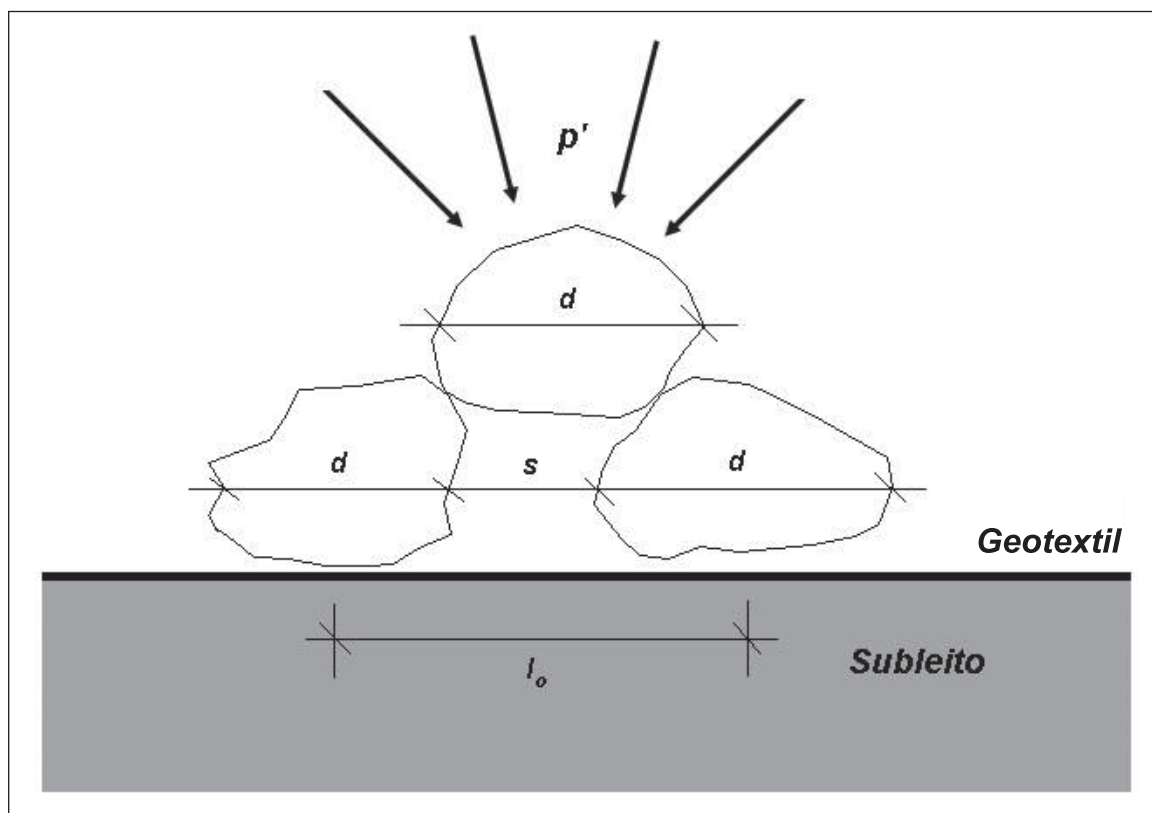


Figura 1.1.3 – Geotextil sometido a tensión de tracción, cuando la presión en la superficie es aplicada por una base de agregado que intenta un espaciamiento lateral (Koerner, 1998).

Resistencia a punzonamiento

El geotextil debe resistir al proceso de instalación. Ese tipo de consideración no está relacionada apenas a la función de separación, siendo extremadamente importante en todos los tipos de aplicación. El método de proyecto sugerido para tal situación está esquematizado en la figura 1.1.4, y, para esas condiciones, la fuerza vertical ejercida sobre el geotextil es la siguiente:

$$F_{reqd} = p' d_a^2 S_1 S_2 S_3$$

(1.1.5)

Donde:

F_{reqd} = fuerza vertical requerida;

p' = tensión en la superficie del geotextil (aproximadamente el 100% de la presión de las ruedas en la superficie del terreno);

d_a = diámetro mediano entre las partículas de material granular;

S_1 = factor de protrusión = h_h/d_a ;

h_h = altura de protrusión = h_h/d_a ;

S_2 = factor de escala para ajustar la norma ASTM D4833;

S_3 = factor de forma para ajustar la norma ASTM D4833;

A_p = área proyectada de la partícula puncionada;

A_c = área del menor círculo circunscrito alrededor de la partícula puncionada.

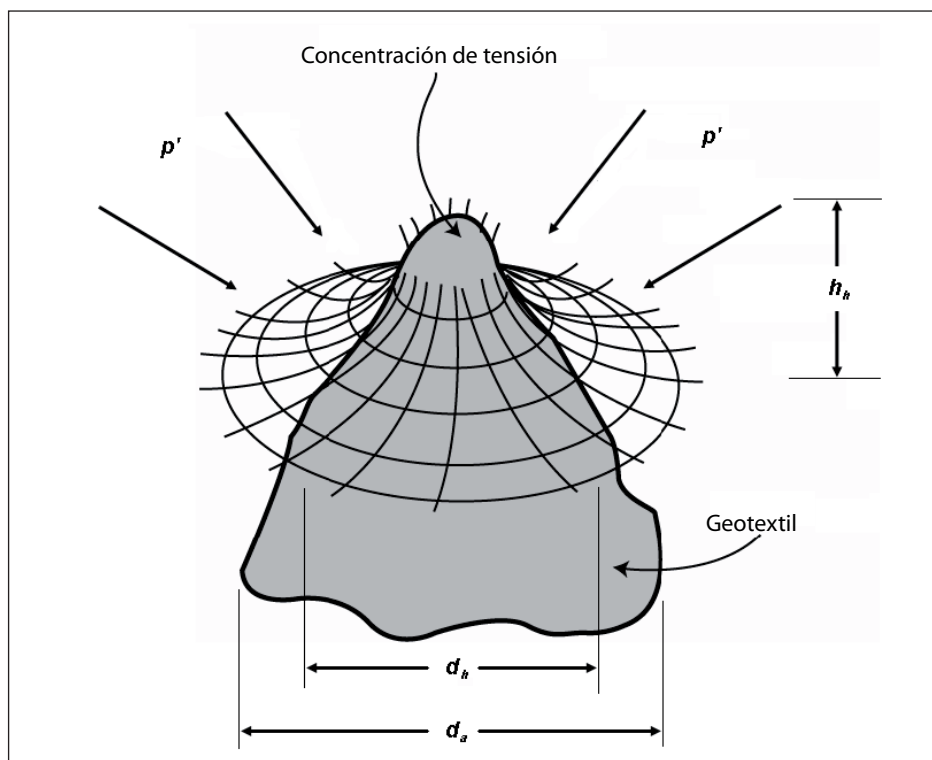


Figura 1.1.4 - Esquema de punciones en geotextiles (Koernerm 1998).

Método propuesto por AASHTO

Se trata de una norma propuesta por AASHTO, denominada Geotextile Specification for Highway Applications - AASHTO M 288-00, aplicada a geotextiles para uso en drenaje subsuperficial, separación, estabilización, control de erosión, protección temporaria y pavimentación. Es importante acordar que no es una norma basada en criterios de supervivencia de acuerdo con las tensiones de instalación, lo que la torna viable para la elección del geotextil bajo clases pre-establecidas, y una excelente alternativa para establecer criterios de especificación técnica.

Los requisitos para separación establecidos por AASHTO M 288-00 son aplicables al uso de geotextiles para prevenir la mezcla entre el suelo del sublecho y el material de cobertura (base, subbase, terraplén, etc.). La especificación puede ser también aplicada en situaciones de pavimentos en que la separación entre dos materiales distintos es necesaria, pero la percolación de agua no es la función principal. La función de separación es apropiada a estructuras de pavimento construidas sobre suelos con baja capacidad de soporte, o sea, CBR > 3.

Requisitos para la elección del geotextil

El geotextil deberá seguir los requisitos de las tablas 1.1.1 y 1.1.2. Todos los valores numéricos presentados en la tabla 1.1.2 son representados por valores MARV (Minimum Average Roll Values) en el sentido principal más blando, excepto el AOS, cuyos valores representados son MaxARV (Maximum Average Roll Values).

Tabla 1.1.1 – Propiedades de resistencia requeridas de un geotextil.

			Clase del geotextil					
			Clase 1		Clase 2		Clase 3	
	Método de ensayo	unidad	Alargamiento < 50%	Alargamiento ≥ 50%	Alargamiento < 50%	Alargamiento ≥ 50%	Alargamiento < 50%	Alargamiento ≥ 50%
Resistencia ao Grab	ASTM D 4632	N	1400	900	1100	700	800	500
Resistencia en la costura	ASTM D 4632	N	1260	810	990	630	720	450
Resistencia al rasgado	ASTM D 4533	N	500	350	400	250	300	180
Resistencia a punción	ASTM D 4833	N	500	350	400	250	300	180
Permisividad	ASTM D 4991	s ⁻¹	Valores mínimos para permisividad, AOS y UV están basados en la aplicación del geotextil. Para ese caso, mire la tabla 1.1.2 para separación.					
Abertura aparente	ASTM D 4751	mm						
Estabilidad a UV	ASTM D 4355	%						

Tabla 1.1.2 – Propiedades requeridas a un geotextil para separación.

	Metodo de Ensayo	Unidad	Requisitos
Classe do Geotextil			Clase 2 da Tabla 1.1.1
Permissividade	ASTM D 4491	s ⁻¹	
Abertura aparente	ASTM D 4751	mm	0,60 MaxARV
Estabilidade a UV	ASTM D 4355	%	50% despues 500h de exposición

Tabla 1.1.3 – Requisitos para translape.

CBR	Translape mínimo
Mayor que 3	300 – 450 mm
1 – 3	0,60 – 1 mm
0,50 – 1	1 m ou costura
Menor que 0,50	Costura
Final de todos los rollos	1m o costura

1.1.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO.

Es posible determinar el tipo de geotextil a utilizar con base en los criterios presentados en el ítem 1.1.3. Una vez que AASTHO ofrece requisitos mínimos para la elección del geotextil como elemento de separación, es interesante ejemplificar su utilización a partir de las tablas citadas en el ítem 1.1.3, y de manera simple especificar el geotextil adecuado.

Siguiendo directamente la tabla 1.1.2, que relaciona los requisitos de separación para un geotextil, es posible verificar que la clase elegida es la clase 2. Así, se trabaja sólo con la columna que hace referencia a esa clase en la tabla 1.1.1.

1. Estradas

Tabla extraída de la tabla 1.1.1, del ítem 1.1.3 de este manual.

			Clase del geotextil					
			Clase 1		Clase 2		Clase 3	
	Método de ensayo	unidad	Alargamiento < 50%	Alargamiento ≥ 50%	Alargamiento < 50%	Alargamiento ≥ 50%	Alargamiento < 50%	Alargamiento ≥ 50%
Resistencia a la tracción	ASTM D 4632	N	1400	900	1100	700	800	500
Resistencia a la costura	ASTM D 4632	N	1260	810	990	630	720	450
Resistencia al rasgado	ASTM D 4533	N	500	350	400	250	300	180
Resistencia a la punción	ASTM D 4833	N	500	350	400	250	300	180
Permisividad	ASTM D 4991	s ⁻¹	Valores mínimos para permisividad, AOS y UV están basados en la aplicación del geotextil. Para ese caso, mire la tabla 1.1.2 para separación.					
Abertura aparente	ASTM D 4751	mm						
Estabilidad a UV	ASTM D 4355	%						

El geotextil Maccaferri que atiende a la clase 2, establecida en la tabla 1.1.1, es el MacTex N 40.1 con los requisitos mínimos de AASHTO (ver ítem 1.1.7 de este manual para encontrar la hoja de especificación técnica de ese geotextil).

Es importante también observar los requisitos de traslape mínimos, que se encuentran en la tabla 1.1.3, cuyo parámetro de referencia es la capacidad de soporte del suelo del sublecho, medido según CBR (California Bearing Ratio).

1.1.5 - ANTECEDENTES

SÃO PEDRO D'ÁGUA BRANCA
BRASIL, MARANHÃO

SEPARACIÓN Y REFUERZO

Productos: MacTex® N 60.2 y MacGrid® WG 40

Problema

A pesar de ser una ciudad de pequeño porte, São Pedro d'Água Branca, localizada a oeste del estado de Maranhão, es el enlace entre dicho estado y Tocantins y Pará. Debido a esto, los ferrocarriles son extremadamente importantes con el objetivo de facilitar el transporte de cargas entre todas regiones de Brasil. Mientras tanto, durante el pasaje de la maquinaria, había un gran problema de acúmulo de agua en el terraplén ubicado cerca del ferrocarril, saturando completamente el suelo y, consecuentemente, disminuyendo su resistencia.

Solución

La empresa Vale, solicitante del proyecto de ese ferrocarril, está siempre preocupada con la mejoría constante y ambiental de los ferrocarriles que administra. Durante la ejecución de tal proyecto se ha optado por la confección de una camada de 0.50 de grava con el fin de regularizar la base del terraplén, un geotextil no tejido con gramaje de 300 g/m² como elemento separador entre la grava con el suelo de terraplén y una geogrilla tejida con 40 kN/m de resistencia a tracción longitudinal con el objetivo de suplir las malas características de tracción que el suelo poseía. Debido a la aplicación de este conjunto de soluciones, el terraplén no presentó ningún problema con el pasaje de la maquinaria sobre él.

Nombre del cliente

VALE

Constructor:

Endocosil

Productos usados

MacTex® N 60.2 – 3440.00 m²MacGrid® WG 40 – 2040.00 m²

Fecha de la obra:

Inicio: Septiembre / 2007

Término: Septiembre / 2007



Durante la obra



Durante la obra



Figura 1.1.7

Durante la instalación

1. Estradas

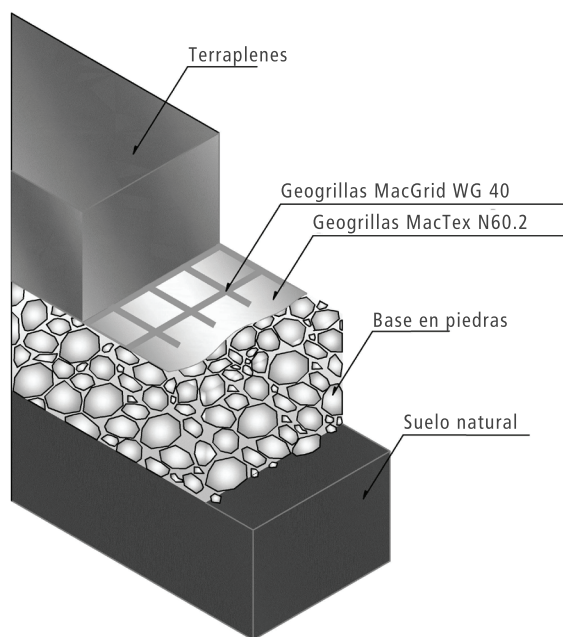


Figura 1.1.8 - Figura ilustrativa



Figura 1.1.9 - Durante la instalación



Figura 1.1.10 - Durante la instalación

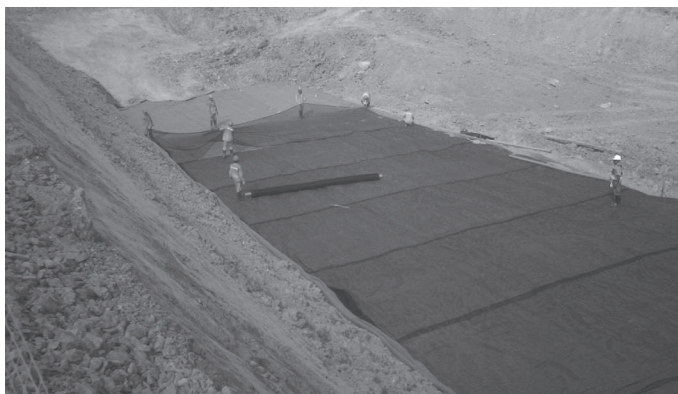


Figura 1.1.11 - Durante la instalación



Figura 1.1.12 - Durante la instalación

Sistema de Gestión de Calidad
Certificado de Conformidad con la
Norma ISO 9001



1.1.6 - INSTALACIÓN

El área que será cubierta por el geotextil deberá ser preparada para estar en condición regular y uniforme, libre de escombros y objetos puntiagudos, tal como piedras y rocas que causen obstáculos a esa cobertura.

El geotextil deberá ser prontamente desenrollado (figura 1.1.13) siguiendo la secuencia de cobertura, no debiendo quedar expuesto a luz del sol, durante la instalación y por más siete días. Después de desenrollado, no deberá presentar arrugas excesivas, lo que podría ocasionar deformaciones también excesivas durante su vida de proyecto.

El geotextil no deberá ser arrastrado sobre el suelo blando ni sobre objetos puntiagudos, pues eso podría dañarlo permanentemente.

Todas las partes desenrolladas de geotextil deberán ser translapadas al mínimo 0.30m (figura 1.1.14), respetando siempre los requisitos de translope de la tabla 1.1.3.

Clavos, vástagos u otro recurso recomendado por el fabricante deben ser empleados cuando se necesite fijar el geotextil en un determinado sitio, hasta que el suelo de cobertura sea colocado. El material de cobertura deberá ser colocado sobre el geotextil de tal manera que un mínimo de 15cm de material esté siempre entre las ruedas de los vehículos y el geotextil (figura 1.1.15.)

Los equipamientos de construcción serán limitados en tamaño y peso, o sea, se recomienda que la máxima profundidad en huella de rueda formada en la camada de suelo sobre el geotextil tenga entre 10cm y 15cm. No es permitido maniobrar las ruedas de los vehículos sobre el geotextil o sobre el suelo de cobertura inicial (15cm) de manera brusca, pues eso induciría la formación de arrugas o levantamiento excesivo del geotextil. Para entrar o salir con vehículos sobre el geotextil, son recomendados movimientos suaves.

La compactación de la primera camada de suelo sobre el geotextil deberá ser limitada a sólo un sentido de colocación y esparcimiento, no siendo permitido equipamiento vibratorio en esa camada.

Después de la colocación de la primera camada, o camada de acceso, y respetando las recomendaciones citadas anteriormente, las operaciones de terraplén pueden transcurrir como especificadas en proyecto.

1. Estrasdas



Figura 1.1.13 - Desenrollando el geotextil sobre superficie regularizada.



Figura 1.1.14 - Aplicación de segundo rollo con realización de translope.



Figura 1.1.15 - Aplicación y regularización de material de cobertura.

1.1.7 - NORMAS RELACIONADAS.

ASTM D4632-91(2003) Standard Test Method for Grab Breaking Load and Elongation of Geotextiles;

ASTM D4533-91(1996) Standard Test Method for Trapezoid Tearing Strength of Geotextiles;

ASTM D4833 - 07 Standard Test Method for Index Puncture Resistance of Geomembranes and Related Products;

ASTM D4491-99a(2004) Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity;

ASTM D4751 - 04 Standard Test Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile;

ASTM D4355-02 Standard Test Method for Deterioration of Geotextiles by Exposure to Light, Moisture and Heat in a Xenon Arc Type Apparatus.

1.1.8 - BIBLIOGRAFÍA

AASHTO, (2000) Standard Specifications for Geotextiles Specification for Highway Applications - M288-00, American Association of State Transportation and Highway Officials, Washington DC.

AASHTO, (1993) Guide for the Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transport Officials, Washington DC. Giroud, J.P. (1984), Designing with Geotextiles, Mater.

Const. (Paris), Vol. 14, No. 82, 1981, pp. 257-272; Geotextiles and Geomembranes, Definitions, Properties and Designs, St. Paul, MN:IFAI.

Koerner, R. M., (1998) Designing with Geosynthetics (4th Edition), Prentice Hall, USA. pp. 150 –161.

1.2 - REFUERZO DE BASE DE PAVIMENTOS

1.2.1 - GENERALIDADES

El sector rodoviario es una de las ramas de la ingeniería más atentas al desarrollo tecnológico. Encontrar materiales con características mecánicas que desarrollen un mejor comportamiento para el rodaje del tráfico es una preocupación constante, y, en cuanto a esto, las soluciones en geosintéticos pueden traer mejoras importantes a la prevención y estabilidad de esos materiales.

Las camadas que componen el pavimento son, la mayoría de las veces, espesas y compuestas por materiales de calidad; por ello el control tecnológico es importante, una vez que puede influir significativamente en el tiempo de vida útil del pavimento. La utilización de materiales geosintéticos como elementos de refuerzo en la base de los pavimentos puede traer una serie de beneficios a la calidad de esos materiales, además de retener parte de los efectos mecánicos del tráfico. Ventajas, como evitar deformaciones provenientes del sublecho en el pavimento, reducir la posibilidad de apareamiento de fisuras por fatiga y reducción de la camada granular, son parte de una mejora de comportamiento global relativamente al pavimento asfáltico, y proporcionan confort y seguridad al usuario de la vía.

1.2.2 - INTRODUCCIÓN

Los geosintéticos utilizados para refuerzo de vías permiten mejorar el funcionamiento de la estructura del pavimento, teniendo por base una espesura inicial de camada granular sin refuerzo geosintético para una condición de carga (tráfico) dada, comparada a una espesura requerida con refuerzo geosintético, para la misma condición de tráfico.

La metodología que aquí se presenta permite calcular la reducción de la espesura de la camada granular y hacer la adecuada selección del geosintético como refuerzo de la estructura asfáltica. Será abordada de manera simple la metodología basada en la teoría utilizada para el refuerzo de estructuras no pavimentadas sobre suelos de sublecho cohesivos, definida por Giroud y Noiray.

1.2.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Giroud y Noiray

Esta metodología está basada en la teoría para el refuerzo de estructuras no pavimentadas sobre suelos de sublecho cohesivos, definida por Jean Pierre Giroud y Laure Noiray, teniéndose en cuenta el caso de vías no pavimentadas una vez que, durante el proceso constructivo, se presentan condiciones similares de esfuerzo y deformación en el sublecho y en las camadas granulares; el geosintético para refuerzo trabaja de manera semejante en ambos casos, mejorando así el comportamiento de la camada estructural completa de la vía.

El suelo de la base o subbase es considerado incompresible, las deformaciones producidas luego abajo de las ruedas causan el levantamiento del suelo entre y a lo largo de las mismas. Posicionándose un refuerzo geosintético dentro de ese suelo, las deformaciones producidas son transmitidas al refuerzo, que se convierte en una forma similar de onda, con el consecuente surgimiento de una tensión de tracción sobre dicho refuerzo. (Figura 1.2.1.)

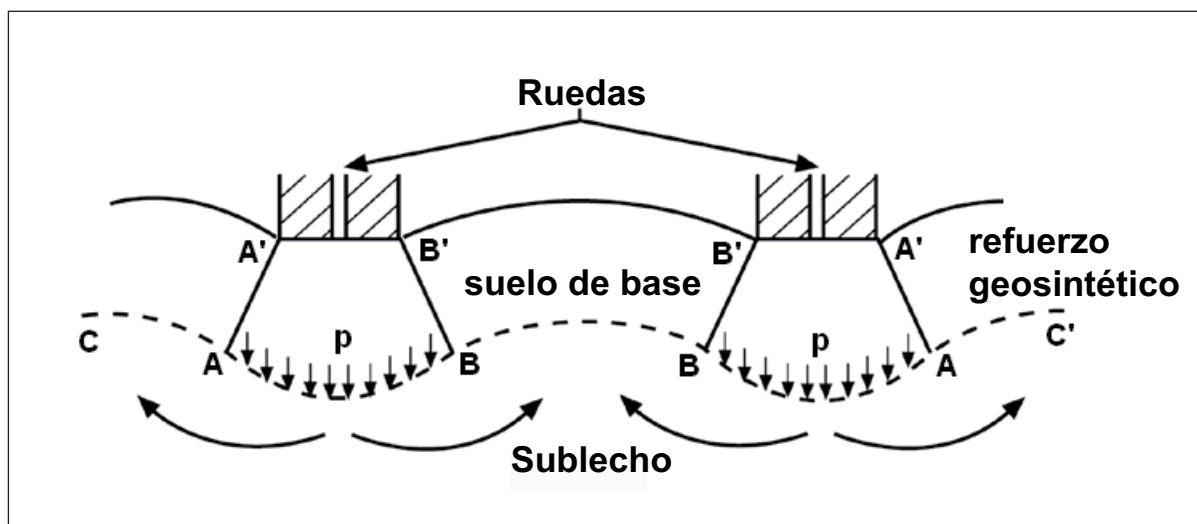


Figura 1.2.1 – Dinámica de las carreteras reforzadas con geosintético.

Cuando un material flexible tensionado presenta la forma de onda, la presión en la superficie cóncava es más grande que la presión en la superficie convexa, lo que es conocido como efecto membrana. Entre las ruedas (BB) y en los lados de las ruedas (AC), la presión aplicada por refuerzo sobre el sublecho es mayor que la presión aplicada por la camada granular sobre el refuerzo. Bajo las ruedas (AB), la presión aplicada por el refuerzo sobre el sublecho es menor que la presión aplicada por las ruedas más la camada de material granular sobre el refuerzo. El refuerzo geosintético garantiza dos efectos positivos a la vía.

- Provee el confinamiento “horizontal” del sublecho entre y a los extremos de las ruedas.
- Permite reducir la presión aplicada por las ruedas en el sublecho.

A partir de la ecuación 1.2.1 es posible calcular la espesura de la camada granular para una vía reforzada con geosintético en el nivel del sublecho, considerando la carga por eje, la presión de la rueda, la huella de rueda y las características de resistencia del sublecho (C_u o CBR). Obteniéndose la espesura de la camada granular sin refuerzo y con refuerzo es posible evaluar la reducción de espesura del pavimento con la utilización de un refuerzo geosintético.

1. Estradas

$$(\pi + 2)Su = \frac{P}{2(B + 2 \cdot h \cdot \tan \alpha)(L + 2 \cdot h \cdot \tan \alpha)} - \frac{K \cdot \varepsilon}{a \sqrt{1 + \left(\frac{a}{2s}\right)^2}} \quad (1.2.1)$$

Antes mismo de utilizarse la ecuación 1.2.1 deben ser seguidas las siguientes etapas del proceso de análisis del pavimento con refuerzo geosintético:

1. Cálculo de la espesura granular para el caso dinámico sin refuerzo.

$$h_o' = \frac{125,70 \log N + 496,52 \log P - 294,14r - 2412,42}{Su^{0,63}} \quad (1.2.2)$$

2. Cálculo de la espesura granular para el caso casi-estático sin refuerzo. Considerándose un tráfico leve:

$$B = \sqrt{\frac{P}{P_c}} \quad L = \sqrt{\frac{P \cdot \sqrt{2}}{P_c}}$$

Considerándose un tráfico pesado:

$$B = \sqrt{\frac{P \cdot \sqrt{2}}{P_c}} \quad L = \sqrt{\frac{P}{2P_c \cdot \sqrt{2}}}$$

Utilizándose la ecuación 1.2.2 es posible calcular el valor de h_o iterativamente.

$$S_u = \frac{P}{2\pi (B + 2h_o \tan \alpha_o)(L + 2h_o \tan \alpha_o)} \quad (1.2.3)$$

3. Cálculo de la espesura granular para el caso casi-estático con refuerzo.

Adoptándose un valor inicial para h' , es posible determinar iterativamente la espesura de la camada granular para el caso casi-estático con refuerzo.

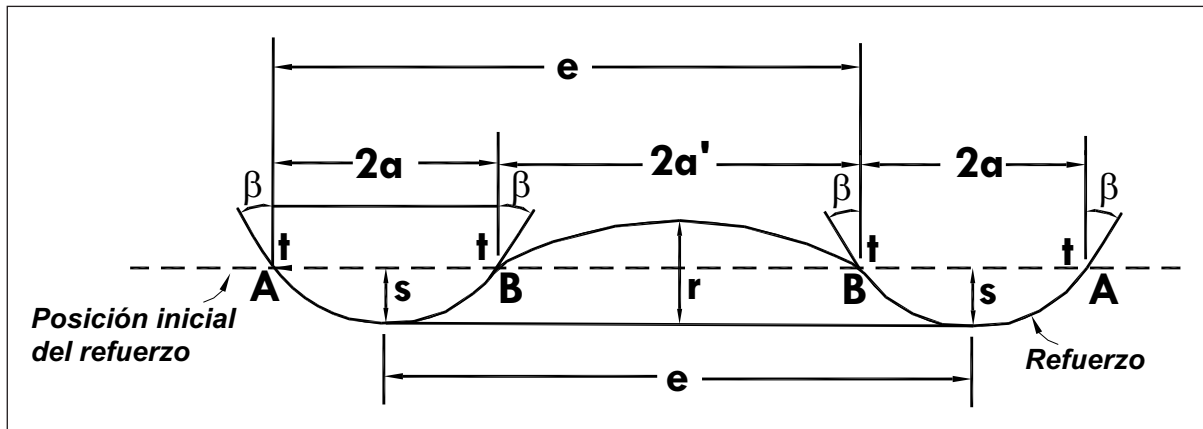


Figura 1.2.2 – Analogía geométrica para deformación en el refuerzo geosintético.

De acuerdo con la figura 1.2.2, es posible determinar las ecuaciones para a , a' e s .

$$a = \frac{B + 2 \cdot h' \cdot \tan(\beta)}{2} \quad (1.2.4)$$

$$a' = \frac{e - B - 2 \cdot h' \cdot \tan(\beta)}{2} \quad (1.2.5)$$

1. Estradas

Se $a' > a$:

$$s = \frac{r \cdot a'}{2a} \quad (1.2.6)$$

Se $a' < a$:

$$s = \frac{2 \cdot r \cdot a^2}{2 \cdot a^2 + 3 \cdot a' \cdot a + a'^2} \quad (1.2.7)$$

Iterativamente, se calcula el valor de h' por la ecuación 1.2.1.

4. Reducción de la espesura de la camada granular, considerando el refuerzo geosintético.

$$Dh = h_o - h'$$

5. Determinación de la espesura de la camada granular reforzada con geosintético.

$$Hr = h_o' - Dh$$

1.2.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

Proyecto de una vía pavimentada sobre suelo blando con vida útil de 20 años.

Etapas de proyecto:

- Proyecto de la carretera no pavimentada (serviciabilidad) – Fase constructiva.
- Verificación de la estabilidad de la camada granular y subbase para el caso pavimentado durante la vida útil de la vía.

$S_u = 30000$ Resistencia no drenada (N/m^2) - admitiendo que $1\% = 30$ kPa

Valor máximo: $S_u = 120000$ N/m^2

$P = 80000$ Carga máxima de eje (N)

$r = 0.075$ Profundidad de ahondamiento. Aceptable entre 0.075 y 0.15 (m)

$N = 1000$ Número de pasadas de eje padrón por día en un año

$P_c = 480000$ Presión de la rueda (N/m^2)

$b = 26.6$ Ángulo de distribución de tensiones (grados)

$e = 1.90$ Distancia entre ruedas (m)

Refuerzo geosintético – MacGrid® WG 40.

1. Cálculo de la espesura granular para el caso dinámico sin refuerzo.

$$h_o' = \frac{125,70 \log N + 496,52 \log P - 294,14r - 2412,42}{Su^{0,63}} = 0,57$$

2. Cálculo de la espesura granular para el caso casi-estático sin refuerzo. Considerando un tráfico pesado:

$$B = \sqrt{\frac{P \cdot \sqrt{2}}{P_c}} = 0,48 \text{ m} \quad L = \sqrt{\frac{P}{2P_c \cdot \sqrt{2}}} = 0,24 \text{ m}$$

Utilizando la ecuación 1.2.2 es posible calcular el valor de h_o iterativamente.

$$Su = \frac{P}{2\pi (B + 2h_o \tan \alpha_o)(L + 2h_o \tan \alpha_o)} = 0,31$$

1. Estradas

3. Cálculo de la espesura granular para el caso casi-estático con refuerzo.

Adoptándose un valor inicial para h' , es posible determinar iterativamente la espesura de la camada granular para el caso casi-estático con refuerzo.

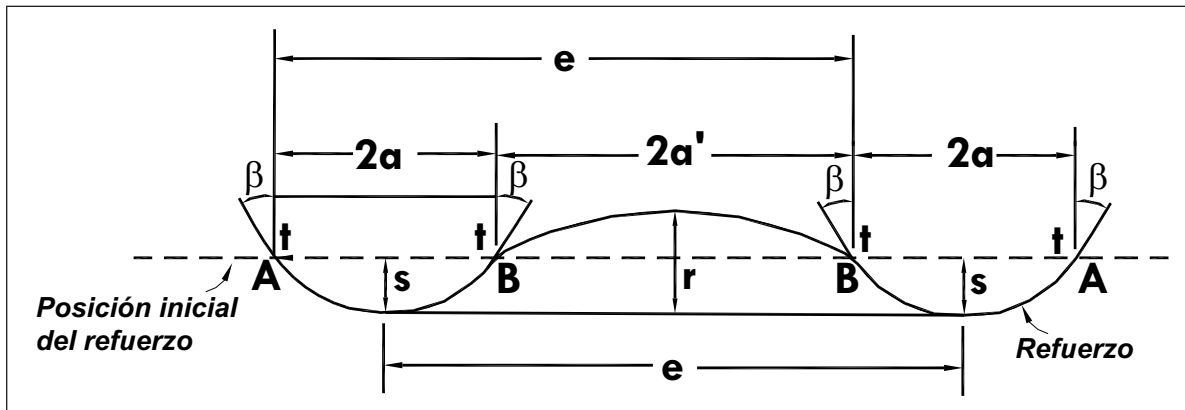


Figura 1.2.2 – Analogía geométrica para deformación en el refuerzo geosintético.

De acuerdo con la figura 1.2.2 es posible determinar las ecuaciones para a , a' e s .

$$a = \frac{B + 2 \cdot h' \cdot \tan(\beta)}{2} = 0,24 \text{ m}$$

$$a' = \frac{e - B - 2 \cdot h' \cdot \tan(\beta)}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{Se } a' > a: \quad s = \frac{r \cdot a'}{2a}$$

$$s = 0,11$$

$$\text{Se } a' < a: \quad s = \frac{2 \cdot r \cdot a^2}{2 \cdot a^2 + 3 \cdot a' \cdot a + a'^2}$$

A partir del gráfico tensión versus alargamiento para la geogrilla MacGrid® WG, se puede obtener los valores para el Módulo de rigidez de un específico alargamiento, entonces es posible, iterativamente, calcular el valor de h' por la ecuación 1.2.1.

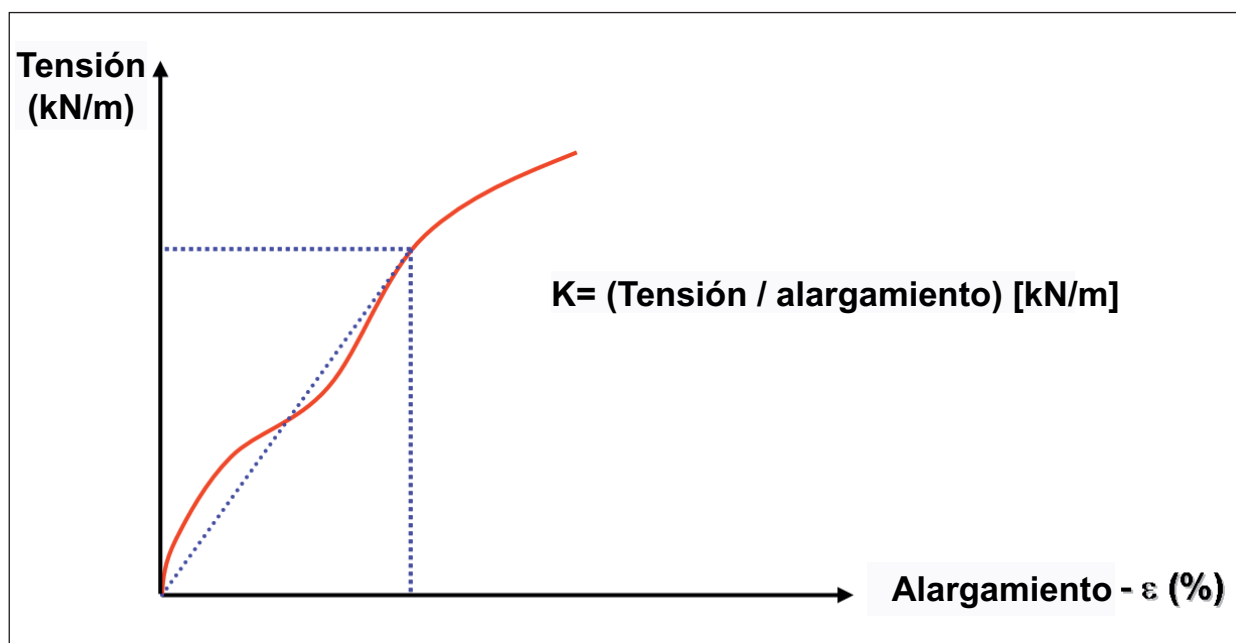


Figura 1.2.3 - Modelo de gráfico tensión x alargamiento de la geogrilla.

4. Reducción de la espesura de la camada granular considerando el refuerzo geosintético.

$$Dh = h_0 - h' = 0,22$$

5. Determinación de la espesura de la camada granular reforzada con geosintético.

$$Hr = h_0' - Dh = 0,35$$

1. Estradas

Luego de obtenerse la espesura para la subbase reforzada considerando una situación no pavimentada durante su construcción, los resultados obtenidos deben ser integrados con los de la situación para una vía pavimentada. Eso es posible una vez que, ya tensionado, durante el período de construcción, el geosintético permite que la carretera se encuentre apta a recibir una camada asfáltica, debiendo solamente ser hecha una regularización de la superficie que deberá recibir el asfalto, retirándose así las eventuales irregularidades que surgen por el estiramiento previo de la geogrilla. (Figura 1.2.3.)

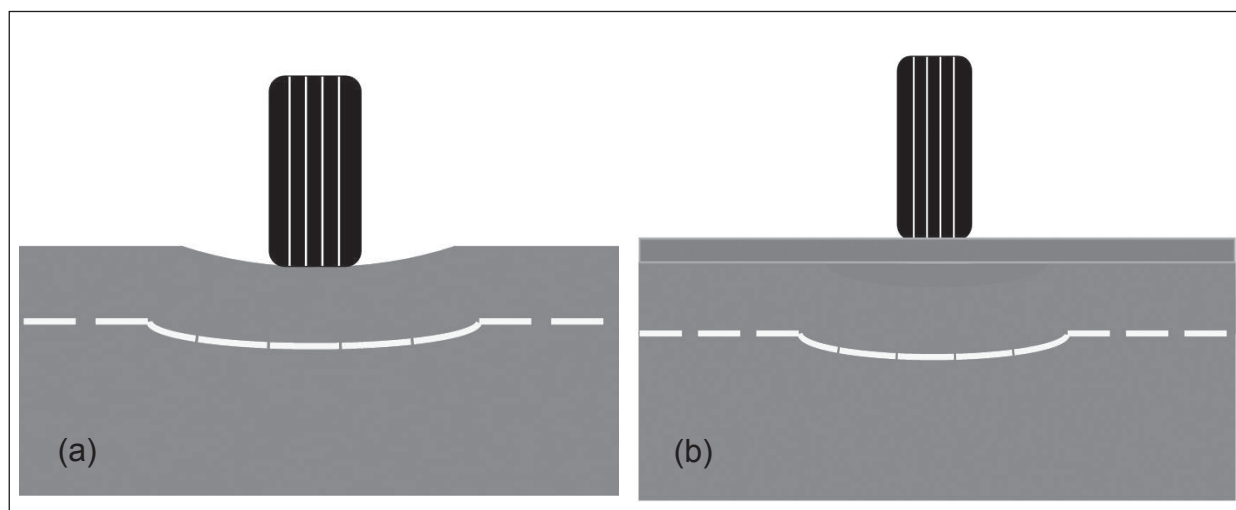


Figura 1.2.4 – a) Ahondamiento por huella de rueda durante la fase constructiva controlado por el refuerzo geosintético; b) regularización de la superficie y posterior aplicación de la camada asfáltica.

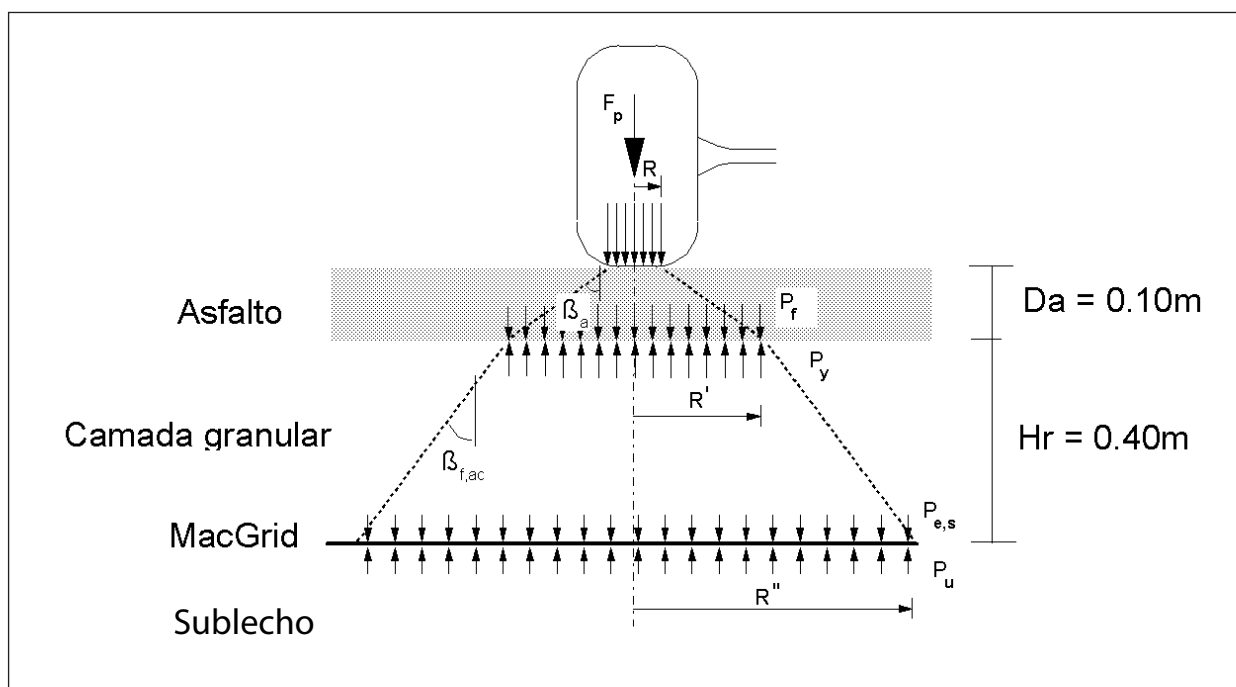


Figura 1.2.5 – Esquema para el cálculo de refuerzo de una carretera pavimentada.

Consideraciones de proyecto para vía pavimentada:

- Rueda simple, $F_p = 90\text{kN}$
- 150 pasadas de rueda por día
- Rayo del área cargada bajo la rueda, $R = 0.20\text{m}$
- Espesura de asfalto, $D_a = 0.10\text{m}$
- Ángulo de distribución de carga en el asfalto, $b_a = 45^\circ$
- Peso específico del asfalto, $g_a = 20\text{kN/m}^3$

1. Cálculo de la espesura de la camada granular para la situación no pavimentada. Obtenido en el procedimiento anterior, $H_r = 0.35\text{m} \approx 0.40\text{m}$.

2. Determinar R' y R''

$$R' = R + D_a \times \tan b_a$$

$$R'' = R' + H_r \times \tan b_{r,ac}$$

$$R' = 0.30\text{m}$$

$$R'' = 0.64\text{m}$$

3. Determinación de la presión en la camada granular (P_f)

$$P_f = \frac{F_p}{\pi \cdot R'^2} + \gamma_a \cdot D_a = 320\text{kPa}$$

(1.2.8)

4. Determinación de la máxima capacidad de soporte de la camada granular (P_y), según Houlsby y Jewel (1990)

$$P_y = 06 \cdot R' \cdot g_f \cdot N_g = 394 \text{ kPa}$$

Tabla 1.2.1 – Factores de capacidad de soporte para camadas granulares (Vesic, 1975).

Ángulo de fricción	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
N_γ	22,4	26	30,2	35,2	41,1	48,8	56,3	66,2	78,8	92,3	109,4	130,2	155,6	186,5	224,6	271,8

Hay que verificar la estabilidad de la camada granular, calculada anteriormente.

$$\frac{P_y}{P_f} > 1,1 \rightarrow \frac{394}{320} = 1,2$$

1. Estradas

5. Estimar el tráfico del proyecto (N_p). Debe ser calculado con base en la vida útil proyectada para el pavimento.

En 20 años, con 150 pasadas por día, se tiene que:

$$N_p = 20 \times 365 \times 150 = 1.095.000 \text{ pasadas.}$$

66. Calcular la carga de rueda equivalente (F_e).

Las cargas dinámicas durante la vida útil de la vía tienen influencia sobre los asentamientos diferenciales en el sublecho. Por tener en cuenta esos padrones de cargas repetitivas en la verificación de la capacidad de carga del sublecho, hay que calcular una carga de rueda equivalente (F_e). Usando el tráfico de prometo, que es el número de repeticiones del eje padrón a lo largo de la vida útil del pavimento, se puede determinar el valor de F_e por medio de la ecuación de De Groot et al., 1986.

$$F_e = F_p \left(N_p^{\frac{1}{6.2}} \right) = 848 \text{ kN}$$

(1.2.10)

7. Determinación de la presión equivalente en el sublecho (P_{es})

$$P_{es} = \frac{F_e}{\pi \cdot R'^2} + \gamma_a \cdot Da + \gamma_f \cdot Hr = 669 \text{ kPa}$$

(1.2.11)

8. Determinación de la máxima capacidad de soporte del sublecho (P_u), según Houlsby y Jewel (1990), en que $N_c = 5.69$.

$$P_u = N_c \cdot CBR \cdot 30 \cdot \left(\frac{R''}{R'} \right)^2 = 1748 \text{ kPa}$$

(1.2.12)

Es necesario verificar la estabilidad del sublecho.

$$\frac{P_u}{P_{es}} > 1,5 \rightarrow \frac{1748}{669} = 2,6 > 1,5$$

Caso el factor sea menor que 1.5, se puede proceder de la siguiente manera:

- Aumentar la espesura de la camada granular.
- Aumentar el grado de compactación de la camada granular.
- Utilizar materiales de mejor resistencia.
- Aumentar CBR del sublecho por medio de consolidación o métodos artificiales.

1.2.5 - ANTECEDENTES

LIEBHERR DO BRASIL BRASIL, GUARATINGUETÁ

Piso en concreto reforzado con fibras y refuerzo de base con geogrillas Productos: Wirand® FFG1 e Geogrelha MacGrid® WG

Problema

Visando más rapidez en la ejecución, larga vida útil y seguridad en cuanto a esfuerzos mecánicos y abrasión, provenientes del maquinario pesado que actuará sobre esa área, la empresa Liebherr adoptó el uso de fibras de acero Wirand® en la ejecución del piso en concreto de su fábrica en Guaratinguetá, São Paulo. Durante el preparo de la base que recibiría el piso en concreto fibroreforzado, fue detectada la presencia de suelo de baja capacidad de soporte en el sitio, lo que podría resultar inestabilidades y movimientos del piso, comprometiéndole el desempeño estructural.

Solución

Como complemento al uso de las fibras de acero Wirand®, con el objetivo de mantener el mismo elevado nivel tecnológico en el refuerzo de la base del piso, fueron utilizadas geogrillas tejidas MacGrid® WG, para minorar el problema del suelo blando, creando así una base estable para el apoyo del piso, minimizando la posibilidad de inestabilidades, tornando el piso apto a recibir las elevadas solicitaciones relacionadas al trabajo de la empresa.

Nombre del cliente:

Liebherr Brasil - Guaratinguetá / SP

Constructor:

Sotep Construtora Ltda.

Productos usados:

320 toneladas de Fibras de Acero Wirand®
55.000 m² de Geogrillas MacGrid® WG 45x45 kN/m

Fecha de la obra:

Inicio:	Octubre / 2007
Término:	Marzo / 2007



Figura 1.2.6 - Durante la obra



Figura 1.2.7 - Durante la obra



Figura 1.2.8 - Durante la obra

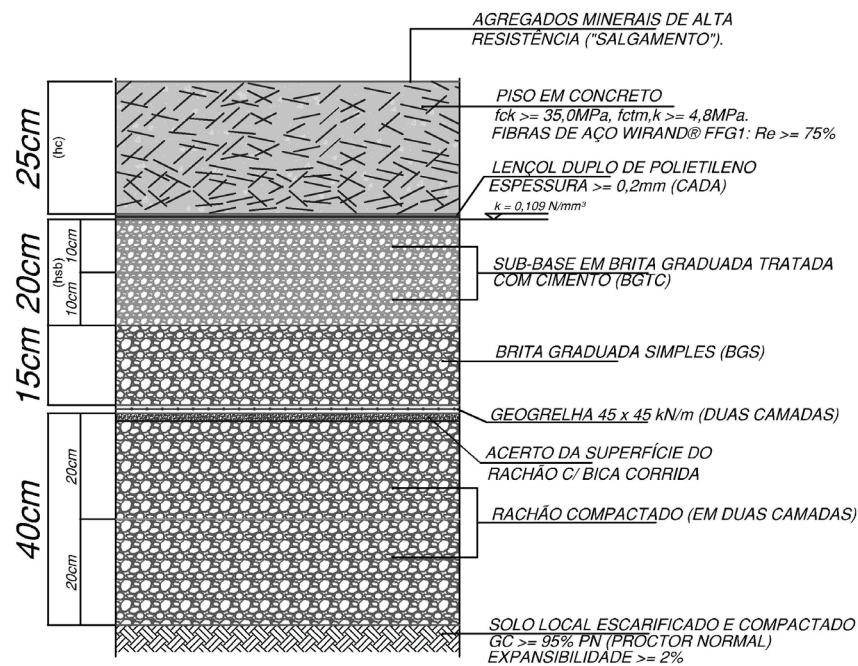


Figura 1.2.9 - Esquema ilustrativo



Figura 1.2.10 - Obra concluída



Figura 1.2.11 - Obra concluída



Figura 1.2.12 - Obra concluída



Figura 1.2.13 - Obra concluída

1. Estradas

1.2.6 - INSTALACIÓN.

A seguir está presentadas las etapas de instalación.

1. Preparación del suelo del sublecho, por medio de la limpieza y retirada de materiales que impidan la circulación de los equipamientos de compactación (figura 1.2.13).
2. Una vez limpia y regularizada la superficie, la geogrilla puede ser desenrollada, de manera que se encuentre estirada y libre de arrugas u ondulaciones excesivas (figura 1.2.14).
3. Lanzamiento de las camadas granulares en etapas, de manera que se permita la entrada de los equipamientos de compactación. Se recomienda que ese lanzamiento ocurra con equipamientos leves en las primeras camadas, y que el esparcimiento del suelo ocurra en “V” (figura 1.2.15).
4. Etapas de compactación según criterios de los órganos rodoviaros.



Figura 1.2.14 - Regularización y limpieza del área a ser reforzada.



Figura 1.2.15 - Geogrilla aplicada sobre la superficie regularizada.

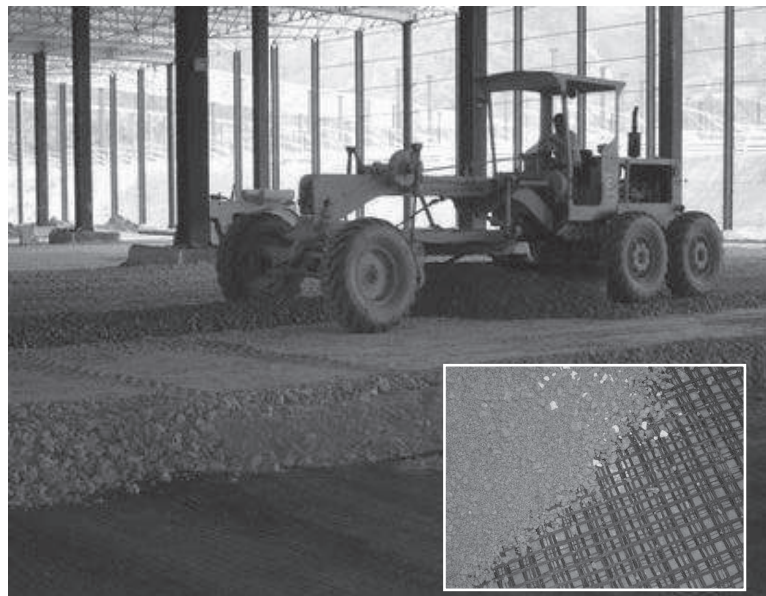


Figura 1.2.16 - Lanzamiento de material granular sobre las geogrillas.

1. Estrasdas

1.2.7 - NORMAS RELACIONADAS.

ASTM D6637 - 01 Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method.

ASTM D4354 - 99(2004) Standard Practice for Sampling of Geosynthetics for Testing.

ASTM D5262 - 07 Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep and Creep Rupture Behavior of Geosynthetics.

1.2.8 - BIBLIOGRAFÍA

De Groot, M. (1986) Design method and guidelines for geotextile application in road construction, 3rd International Conference on Geotextiles, Viena, Vol 3, p.741.

Giroud, J.P., Ah-Line, C. and Bonaparte, R. (1985) "Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids", Proc. Symp. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, pp. 9-12, London.

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

Hausmann, M.R. (1987) "Geotextiles for unpaved roads - A review of design procedures", Journal of Geotextiles and Geomembranes, 5, 201-233.

Holtz, R.D. and Sivakugan, N. (1987) "Design charts for roads with geotextiles", Journal of Geotextiles and Geomembranes, 5, 191-199.

Houlsby G.T and Jewell R.A., Design of reinforced unpaved roads for small rut depths, Geotextiles, Geomembranes and Related Products, ed. G. den Hoedt, Balkema, Rotterdam, pp. 171 - 176, 1990.

Vesic, A.S. (1975) "Bearing capacity of shallow foundations" Foundation Engng Handbook Van Nostrand Reinhold, pp 121-147.

1.3 - REPAVIMENTACIÓN CON GEOTEXTILES

1.3 - REPAVIMENTACIÓN CON GEOTEXTILES.

1.3.1 - GENERALIDADES

La utilización de geosintéticos en obras rodoviaras se desdobra en aplicaciones y funcionalidades. Esos materiales presentan particularidades que los tornan elementos fundamentales en muchas obras rodoviaras, como es el caso de los geotextiles desempeñando la mejora de las condiciones de pavimentos hasta ahí totalmente rechazados bajo condiciones de inspección visual.

Actualmente existe una búsqueda incesante por mejoría de las vías de tráfico, y una de las alternativas encontradas fue la utilización de geotextiles como elemento retardador de fisuras en pavimentos nuevos, o prolongamiento de la vida útil de un pavimento ya fisurado, lo que torna esa solución muy interesante desde un punto de vista cronológico, pues hay casos los cuales el pavimento logra grados de fisuración antes de completar su ciclo de trabajo; el geotextil como retardador de fisuras puede ser una excelente solución para ese problema.

1.3.2 - INTRODUCCIÓN

La utilización de geotextiles como elemento antirreflexión de fisuras, en la restauración de pavimentos flexibles, consiste en la aplicación de una camada intermediaria entre el pavimento antiguo y el nuevo, formando una membrana elástica que se integra al pavimento, mejorando el comportamiento en cuanto a la propagación de fisuras. El geotextil actúa direccionando y retardando la fisura, manteniendo el pavimento impermeable, aumentando así su vida útil.

El efecto de los geotextiles sobre pavimentos en restauración de la superficie de carreteras asfálticas y su incorporación a la construcción asfáltica son un mecanismo complejo, determinado por diversos parámetros, como el tipo de geotextil, el tipo de mezcla asfáltica, la impregnación del ligante en el geotextil, la estructura de la superficie y el proceso constructivo de una manera general. No es posible evaluar el rendimiento de los geotextiles para pavimentos considerando simplemente su resistencia a tracción.

Los principales factores que contribuyen para prolongar la vida útil de una carretera dependen de las condiciones del sellaje que realiza el geotextil para pavimentos impregnados en asfalto, de la considerable uniformidad de la unión y resistencia a fatiga por flexión de la camada superior de mezcla asfáltica.

Materiales asfálticos.

El asfalto es un sólido o líquido viscoso, compuesto por una mezcla compleja de hidrocarburos no volátiles, solubles en tricloroetileno, y que ablandan con el aumento de la temperatura. El cemento asfáltico es un asfalto refinado o una combinación de asfalto refinado y óleos fluidificantes, de consistencia apropiada a trabajos de pavimentación. Esos asfaltos refinados son muy rígidos, y, para obtener consistencia, hay que mezclarlos con óleos o residuos provenientes de la destilación del petróleo de base asfáltica. Esa combinación de elementos torna el asfalto un material adherente, impermeable y cohesivo, capaz de resistir a esfuerzos instantáneos y fluir bajo acción de cargas permanentes. Para desempeñar esas propiedades, el asfalto, aplicado a la construcción de pavimentos, debe cumplir con algunas funciones, como:

- Contribuir con la impermeabilización del pavimento, siendo eficaz en cuanto a la penetración de agua de la lluvia.
- Proporcionar una íntima unión y cohesión entre agregados, capaz de resistir a acción mecánica de desagregación producida por las cargas de los vehículos.

Formación de las fisuras.

Según Pereira (2002), el fisuramiento de los revestimientos asfálticos es generado por la sollicitación a la fatiga. Estas sollicitaciones pueden ser generadas por las cargas del tráfico, que generan deflexiones repetidas, por expansión o contracción del sublecho, o debido a cambios cíclicos de temperatura en la camada asfáltica. Cuando ocurren estos movimientos son generadas tensiones de cisallamiento o de tracción en el revestimiento. Si estas tensiones son más grandes que las tensiones admisibles de cisallamiento y de tracción del concreto asfáltico, ocurre el surgimiento de fisuras en la camada de revestimiento.

Las fisuras, inicialmente, surgen bajo la forma de microfisuras que, con el pasar del tiempo, y consecuentemente del aumento del número de ciclos de carga y descarga y/o ciclos térmicos, a que los pavimentos están sometidos, crecen y se ligan, formando una fisura.

Según COLOMBIER (1989), citado por Pereira (2002), el aparecimiento de las fisuras en pavimentos asfálticos se debe a los siguientes factores:

- Fatiga: ruptura de la camada por el pasaje de cargas repetidas después de un determinado número de ciclos.
- Retracción: en sitios con temperaturas muy bajas, combinadas a utilización de camadas estabilizadas con ligantes hidráulicos (cemento, cal, etc.), surge la retracción de las camadas del pavimento, favoreciendo la formación de fisuras.

- Movimentación del sublecho: movimiento vertical diferencial entre los bordos de las fisuras, provocados por el aumento de humedad, asentamientos, retracción hidráulica y expansión.
- Defectos constructivos: generados por una composición inadecuada de las capas del pavimento, mala ejecución de juntas longitudinales y desubicación de las capas. La propagación de las fisuras es el resultado de tres etapas con diferentes mecanismos, dependientes de los tipos de sollicitación actuantes en la camada de revestimiento. Estos mecanismos son (TOSTI-CARELLI y GODOY, 1993):
 - Inicio de la fisura: corresponde al momento de inicio de la fisura en la camada de revestimiento, a partir de defectos preexistentes en la camada de revestimiento antiguo. Figura 1.3.1a.
 - Crecimiento estable de la fisura: crecimiento lento de la fisura; corresponde a su crecimiento vertical, en la camada de revestimiento, a partir de la concentración de tensiones que provocan la abertura de la fisura, debido a sollicitaciones del tráfico y temperatura. Figura 1.3.1b.
 - Propagación inestable de la fisura (aparecimiento y propagación en la superficie, ruptura). Es la fase final y corresponde al aparecimiento de la fisura en la superficie del revestimiento. Figura 1.3.1c.

Si el material en torno a la fisura es capaz de absorber la variación de la energía de deformación asociada a altas deformaciones sin ruptura, entonces el crecimiento de la fisura será inhibido. Es decir, si la resistencia del material en torno a la fisura es alta, la fisura no se podrá no se propagar bajo las cargas.

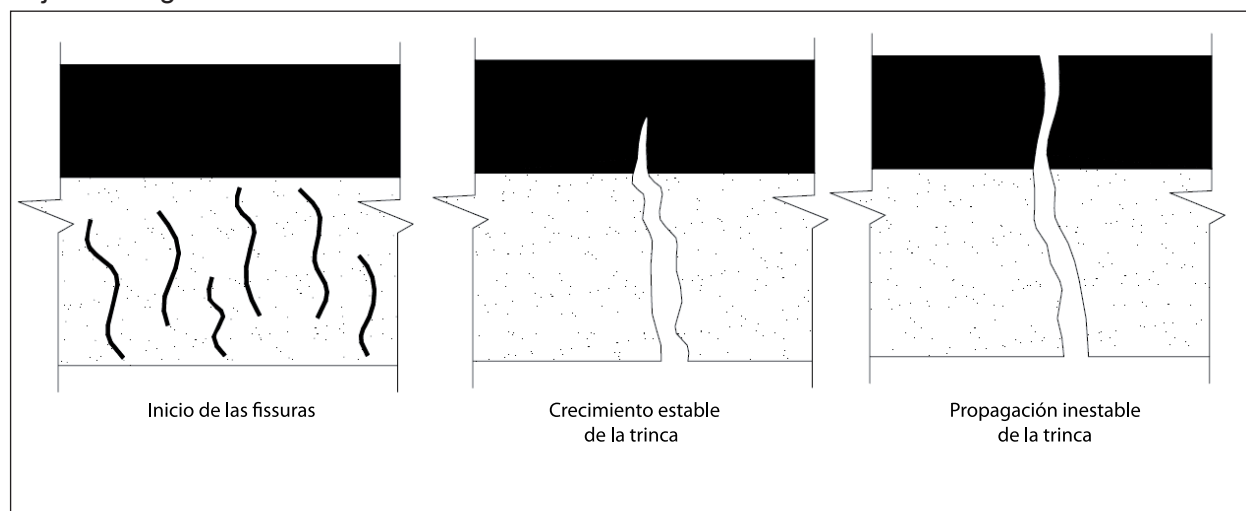


Figura 1.3.1 – Etapas del Fisuramiento, Pereira (2002).

1. Estradas

Para los casos en que el crecimiento de la fisura es lento, el factor de intensidad de tensiones, en un proceso inestable, no excede la tensión crítica de un cargamento en el proceso estable; la tasa de crecimiento de la fisura determinará el tiempo necesario para la propagación hasta la superficie de la camada de refuerzo. Una ley del crecimiento de la fisura es la Ley de París, desarrollada considerándose la mecánica de la fractura, y que relaciona la tasa de crecimiento en relación al número de aplicaciones de carga para la tensión asociada, o para el factor de intensidad asociado a cada cargamento aplicado. Una de las formas de la ley es (MONISMITH y COETZEE, 1980):

$$\frac{dc}{dN} = A(\Delta K)^n$$

(1.3.1)

donde:

- c es el largo de la fisura;
- N es el número de aplicaciones de carga;
- K es el factor de intensidad de tensiones;
- Aen son parámetros experimentales dependientes del tipo de material y de la temperatura.

Entre las técnicas de retardo de la reflexión de las fisuras está la de las camadas intermediarias de desvío de fisuras, que actúa redireccionando temporariamente la fisura para la horizontal. Ese redireccionamiento temporario es el incremento a la vida de fatiga.

El principal grupo de materiales que actúan en el redireccionamiento de las fisuras para la horizontal es el de los geosintéticos, destacándose el geotextil no tejido y la geogrilla. El geotextil impregnado con bitume, además de redireccionar las fisuras, impermeabiliza las camadas inferiores, contribuyendo con buen desempeño del pavimento, incluso después de la reflexión de las fisuras.

Las fisuras pueden presentar las siguientes configuraciones (COLOMBIER, 1989, citado por Pereira, 2002), Figura 1.3.2:

Fisuras aisladas:

- fisura longitudinal (paralela al eje de la pista);
- fisura transversal (perpendicular al eje de la pista);
- fisuras oblicuas (raramente existentes).

Fisura interconectada:

- tipo bloque;
- tipo cuero de caimán.

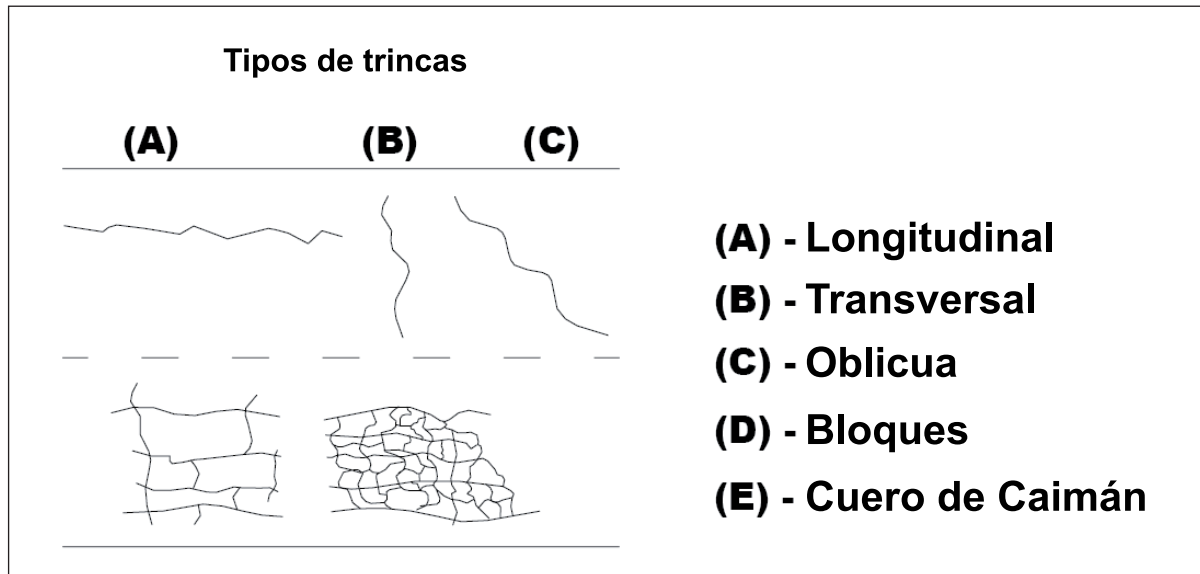


Figura 1.3.2 – Tipos de Fisuras (COLOMBIER, 1989 citado por Pereira, 2002)

La hipótesis más razonable para el apareamiento de las fisuras en la superficie es la de que, primeramente, la fisura crezca verticalmente, apareciendo en la superficie como un punto, y entonces crezca horizontalmente. Si el mecanismo es como el de la Figura 1.3.3, la fisura tendrá su inicio en la huella de la rueda (MONISMITH y COETZEE, 1980, citado por Pereira, 2002).

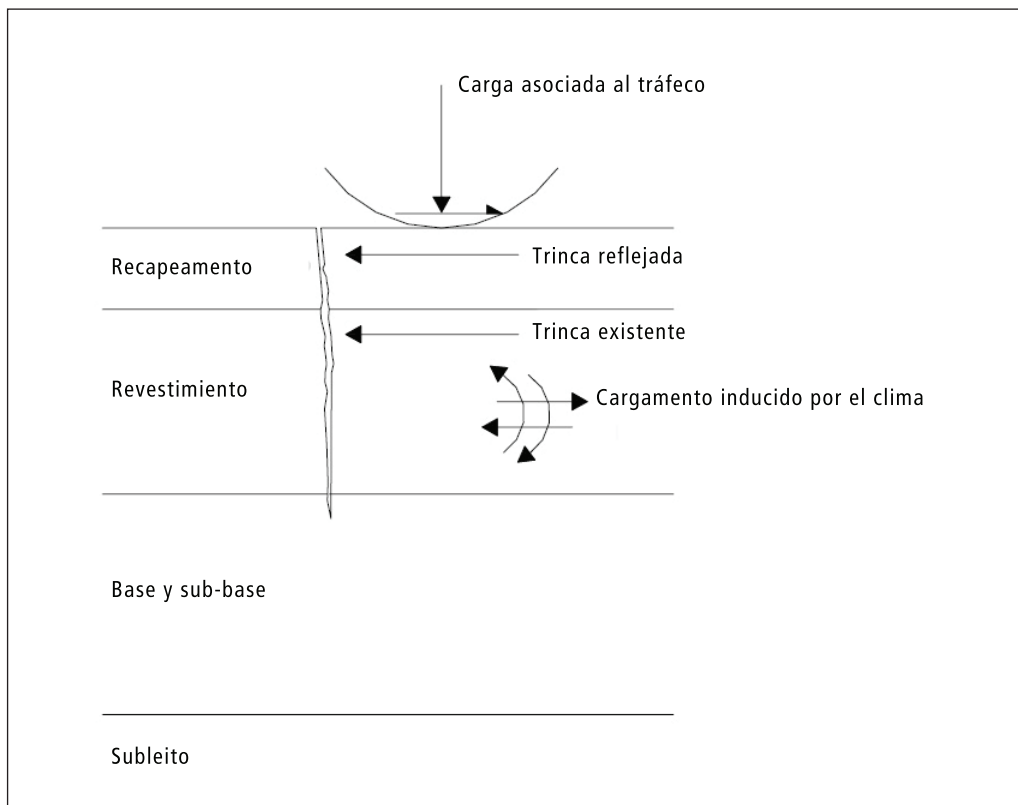


Figura 1.3.3 – Mecanismo de la Propagación de las Fisuras (MONISMITH y COETZEE, 1980 citado por Pereira, 2002).

1. Estructuras

El mecanismo de la propagación de las fisuras por efecto del tráfico, temperatura y combinación de ambos es presentado en la figura 1.3.3 (MONISMITH y COETZEE, 1980). La teoría de la mecánica de la fractura afirma que el fisuramiento puede ser atenuado por dos diferentes mecanismos:

a) Delimitación y separación del refuerzo causando la fisura tip to turn en el plano del pavimento. Ese mecanismo se aplica a la comprensión de lo que actúan las capas intermedias con geotextil.

b) Uso de material en la interfaz apto a resistir a altas deformaciones en las fisuras sin ruptura o transferencia de deformaciones para el refuerzo.

El mecanismo asociado al empleo de los geotextiles impregnados con emulsión asfáltica, en la interfaz entre el pavimento antiguo y la capa de refuerzo, estriba en el hecho de que esa nueva capa actuará como un plano de debilidad. En esta interfaz ocurrirá la máxima concentración de energía de deformación plástica, lo que resultará en la máxima concentración de tensiones. Con esto, el plano de debilidad tenderá a separar la capa intermedia de la fisurada, y, caso ese vínculo en la interfaz de los materiales sea suficientemente débil con relación a la energía necesaria para el fisuramiento del material de refuerzo, fallando antes que la fisura se propague para la capa de refuerzo, la fisura se propagará en la horizontal. Con este redireccionamiento de la fisura, parte de la energía puesta en su propagación será utilizada para generar un despegamiento localizado, reduciendo la densidad de energía que originaría la reflexión de la fisura para la capa de refuerzo.

Entre tanto, si el material en torno a la fisura es capaz de absorber la variación de la energía de deformación asociada a altas deformaciones sin ruptura, la reflexión de la fisura será inhibida. Es decir, si la resistencia del material en torno a la fisura es alta, la fisura no se podrá no se propagar con la aplicación de las cargas.

1.3.3 - METODOLOGÍA Y EJEMPLO DE CÁLCULO

La metodología utilizada en el proyecto para prevención de fisuras en pavimentos bituminosos utilizando geotextiles está basada en la definición del factor de efectividad del tejido (FEF), cuya determinación se da mediante ensayos en laboratorio. Cuantitativamente ese factor es definido por la siguiente relación.

$$FEF = \frac{N_r}{N_n} \quad (1.3.2)$$

Donde:

FEF = factor de efectividad del tejido.

N_r = Número de ciclos que causan a falla en el caso reforzado.

N_n = Número de ciclos que causan a falla en caso no reforzado.

El valor de FEF puede variar de 2.1 a 15.9, como presentado en la tabla 1.3.1. Con el valor de FEF es posible simplemente modificar los métodos de cobertura de asfalto para el caso con geotextil. En ese caso el método considerado es el Número de Tráfico de Proyecto (DTN), en que el proyecto de la cobertura se basa en la siguiente modificación:

$$DTN_r = \frac{DTN_n}{FEF} \quad (1.3.3)$$

Tabla 1.3.1 – Resultados de los ensayos de laboratorio sobre el ciclo de vida dinámico, mostrando el efecto del geotextil y del módulo secante, KOERNER (1998).

Geotextile	Tipo	Gramatura (g/m ²)	Módulo Secante (N)	Ciclos de Fallo	Desvío padrón	FEF
–	Control sin geotextile	–	–	480	50	1.0
B	GeoTextile no tejido agulhado de polipropileno	150	590	1000	55	2.1
C	GeoTextile no tejido agulhado de poliéster	200	540	2300	880	4.8
D	GeoTextile tejido agulhado de polipropileno	200	930	3260	610	6.8
E	GeoTextile tejido agulhado de poliéster	170	1600	2760	570	5.8
A	GeoTextile no tejido termofijado de poliéster	108	2000	7650	575	15.9

1.3.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

El Ejemplo de cálculo a seguir se ha extraído de Koerner, 1998, p. 269.

Una vía interurbana de dos pistas soporta una carga media de 4000 vehículos al día, de los cuales 400 (10%) corresponden a camiones pesados de 135 kN de masa al total. La carga por eje simple fue limitada a 80 kN. El tráfico aumentará a una tasa de 4% por año. El pavimento existente consiste de 75 mm de concreto asfáltico y 200 mm de base de piedra grava, sobre CBR de 50%.

El pavimento se encuentra en buenas condiciones, pero las evaluaciones visuales indican que es necesario un refuerzo.

Determinar la espesura de la camada asfáltica necesaria para un período de proyecto de 20 años:

- a) Sin usar geotextil.
- b) Usando geotextil con FEF = 2.1.
- c) Comparar las dos espesuras obtenidas en (a) y (b).

a) Para la solución del problema será usado el procedimiento de cálculo presentado en la referencia técnica The Asphalt Institute (1977), que determina un número de tráfico de proyecto igual a 90 y un factor de ajuste de 1.49 (figura 1.3.4), resultando un número de tráfico de proyecto para el caso sin aplicación del geotextil de:

$$DTN_n = 90 \times 1.49 = 134.$$

Usando el valor de DTN y un CBR de 5% es posible, según la figura 1.3.4, determinar la espesura de pavimento en concreto asfáltico para un período de proyecto de 20 años.

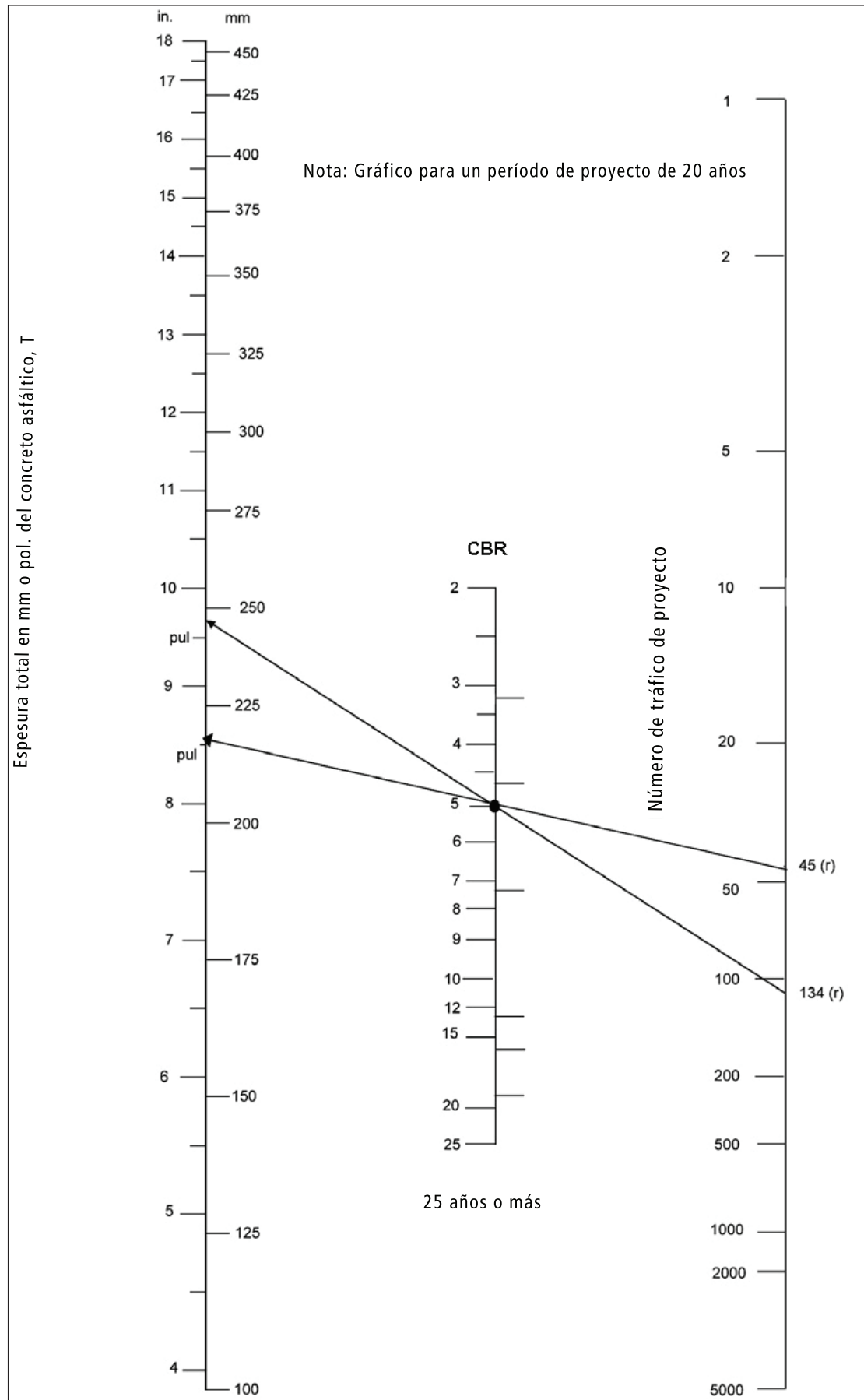


Figura 1.3.4 – Espesura requerida para la estructura del pavimento en concreto asfáltico usando el CBR del suelo del sublecho (The Asphalt Institute, 1977).

1. Estradas

La espesura requerida será de $D_{req} = 243\text{mm}$.

La espesura efectiva del pavimento existente (D_{ant}), calculada usándose el factor de carga de 0.80 en el asfalto existente y 0.40 en la base de la estructura del pavimento (The Asphalt Institute, 1977), es igual a:

$$D_{ant} = 75 \times 0.80 + 200 \times 0.40 = 140\text{mm}$$

Consecuentemente, la espesura de la camada de pavimento sin geotextil (D_{sg}) es:

$$D_{sg} = D_{req} - D_{ant} = 243 - 140 = 103\text{mm}$$

b) Para el caso con geotextil.

$$DTN = DTN_n / FEF$$

Considerándose el geotextil tipo C de la tabla 1.3.1, es posible obtener el valor de FEF y calcular el nuevo valor de DTN.

$$DTN = 134 / 4.8 = 27.92$$

Utilizando la figura 1.3.4 una vez más para un CBR de 5%, se determina un nuevo valor de la espesura de la camada asfáltica.

$$D_{ar} = 213 \text{ mm}$$

Consecuentemente, la espesura de la camada de pavimento con geotextil (D_{geo}) es:

$$D_{geo} = 213 - 140 = 73 \text{ mm}$$

c) Comparar las dos espesuras obtenidas en (a) y (b).

$$D_{eco} = 103 - 73 = 30 \text{ mm}$$

1.3.5 - ANTECEDENTES

AVENIDA BRASIL
BALNEÁRIO CAMBORIÚ-SC - BRASIL
REPAVIMENTACIÓN ASFÁLTICA
Producto: Geotextil MacTex® 200
Problema

La Alcaldía de Balneário Camboriú inició, el segundo semestre de 2004, un programa de repavimentación asfáltica de las principales vías urbanas del municipio. Entre ellas está Avenida Brasil, que juntamente con la Avenida Atlântica forma el principal eje viario Norte-Sur del municipio. El programa se inició antes del período de vacaciones de fin de año, justamente por cuenta del considerable aumento del tráfico de turistas que la ciudad suele recibir todos años en esta época.



Figura 1.3.5 - Durante la obra

Solución

Univali – Universidade do Vale do Itajaí – en asociación con Maccaferri de Brasil, sirviéndose del programa de recuperación viaria, le ofreció al municipio la posibilidad de realización de un tramo de prueba de repavimentación asfáltica con geotextil no tejido como elemento separador de camadas. La ejecución del tramo tuvo acompañamiento del equipo técnico de Maccaferri y de alumnos de Univali que, desarrollaron un trabajo de conclusión de un curso basado en el evento. El buen suceso del ensayo fue factor determinante para posteriores trabajos en el sector de pavimentación desarrollados por la alcaldía con la colaboración de Univali.



Figura 1.3.6 - Durante la obra

Nombre del cliente:

P.M. DE BALNEÁRIO DE CAMBORIÚ - SC

Constructor:

VIAPAV

Productos usados:

215m2 de Geotextil MacTex® 200.

Fecha de la obra:

Inicio: Octubre/ 2004

Término: Diciembre / 2004



Figura 1.3.7 - Durante la obra

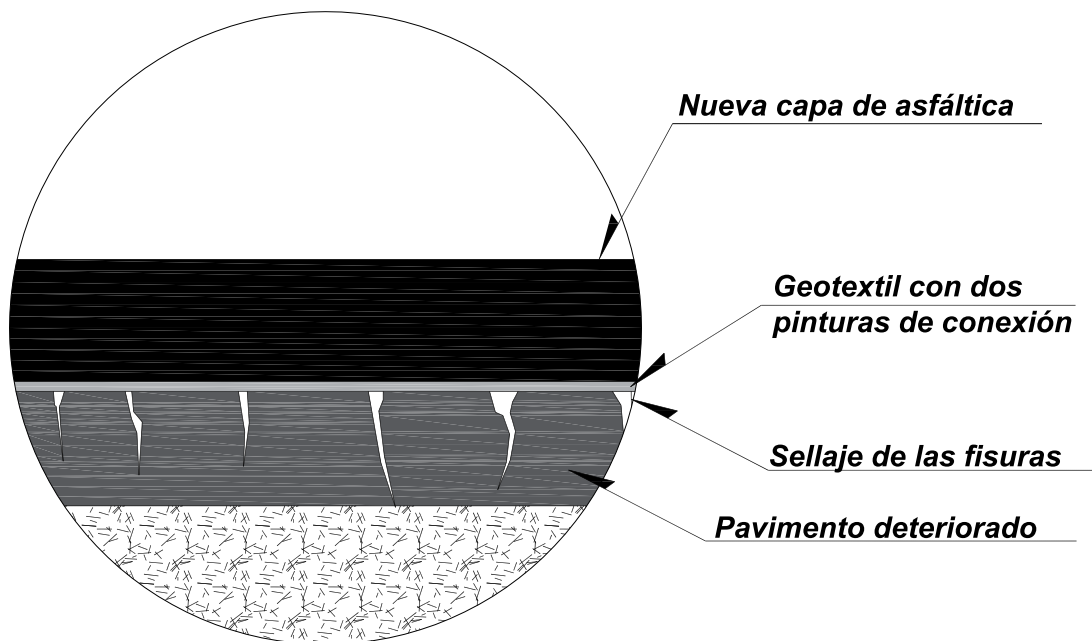


Figura 1.3.8 - Sección Transversal Típica



Figura 1.3.9 - Durante la obra



Figura 1.3.10 - Durante la obra



Figura 1.3.11 - Durante la obra



Figura 1.3.12 - Durante la obra

1.3.6 - INSTALACIÓN

Tasas de aplicación de la Emulsión Asfáltica

La tasa de aplicación se da en función del grado de fisuramiento, de la porosidad del pavimento antiguo y de la capacidad de absorción del geotextil a ser utilizado. La capa de emulsión asfáltica debe ser suficiente para hacer la conexión entre el geotextil y el pavimento existente.

Para que sean obtenidos los efectos de absorción de tensiones y adherencia adecuada de la camada asfáltica de recapamiento, hay que prestarle atención a la tasa de aplicación del ligante asfáltico; este debe ser suficiente para la impregnación de la manta geotextil, bien como para la conexión entre el revestimiento antiguo y el revestimiento nuevo.

La cantidad de emulsión asfáltica aplicada debe ser suficiente para determinar la cantidad de residuo asfáltico. Se recomienda, de manera general, las siguientes tasas de aplicación del ligante asfáltico:

Tabla 1.3.2 – Tasas de aplicación.

Geotextile	Ligante asfáltico residual
150 g/m ²	0,80 a 1,00 l/m ²
180 g/m ²	1,00 a 1,20 l/m ²
200 g/m ²	1,10 a 1,30 l/m ²

Las tasas de aplicación del ligante asfáltico residual deben ser establecidas en el proyecto y ajustadas en campo al inicio de los servicios, conforme las condiciones particulares de cada obra.

Equipamientos

Antes del inicio de los servicios todo equipamiento debe ser examinado y aprobado por el órgano responsable por la carretera. Los equipamientos básicos para la ejecución del tratamiento antirreflexión con geosintéticos comprende las siguientes unidades:

- a) Depósitos de material asfáltico, con sistema completo, con bomba de circulación, y que permitan, cuando necesario, calentamiento adecuado y uniforme; deben tener capacidad compatible con el consumo de la obra al mínimo para un día de trabajo;
- b) Camión distribuidor de emulsión asfáltica, con sistema de calentamiento, bomba de presión regulable, barra de distribución de circulación plena y dispositivos de regulación horizontal y vertical, picos de distribución calibrados para aspersión en abanico, tacómetros, manómetros y termómetros de fácil lectura, y manguera de operación manual para aspersión en sitios no accesibles a barra; el equipamiento esparcidor debe tener certificado de aferición actualizado, que

1. Estradas

deberá ser aprobado por órgano responsable por la vía; la aferición debe ser renovada a cada cuatro meses, como regla general, o a cualquier momento, caso la fiscalización lo juzgue necesario; al transcurrir de la obra se debe mantener el control constante de todos los dispositivos del equipamiento esparcidor;

c) equipamiento para desenrollar el geotextil o la geogrilla, conocidos como pendurales;

d) rollo de ruedas autopropelido, de presión regulable entre 0.25 MPa y 0.84 MPa, o 2.50 kg/cm² y 8.80 kg/cm²;

e) escobas mecánicas o manuales;

f) compresor de aire con potencia suficiente para promover la perfecta limpieza de la superficie;

g) pala cargadora o retroexcavadora.

Además de esos equipamientos, pueden ser utilizados otros más, desde que aceptados por la fiscalización.

Ejecución

Condiciones Preliminares

a) No es permitida la ejecución de los servicios durante días de lluvia o bajo el riego de lluvia;

b) corregir ollas, depresiones, deformaciones en la huella de ruedas, resbalamientos etc., eventualmente existentes, antes de la ejecución del tratamiento antirreflexión de fisuras;

c) la emulsión asfáltica no debe ser aplicada en superficies mojadas;

d) ningún material asfáltico debe ser aplicado con temperatura ambiente inferior a 10o_c;

e) antes del inicio de las operaciones de ejecución, se debe limpiar la pista para eliminar todas las partículas de polvo, lamelas, material suelto y todo que pueda dañar la buena conexión de la pista a revestir. Dependiendo de la naturaleza y del estado de la superficie, deben ser usadas escobas de barrer manuales o mecánicas, o jatos de aire comprimido, de forma aislada o conjunta, para propiciar la mejor limpieza posible de la superficie;

f) el inicio de la ejecución del tratamiento antirreflexión de fisuras está condicionado a aferición del equipamiento esparcidor de material asfáltico. Se debe verificar el perfecto funcionamiento de los picos esparcidores de modo a distribuir el material uniformemente, determinando la vación de la emulsión en función de la velocidad del vehículo, para atender a la tasa de aplicación indicada en el proyecto o determinada experimentalmente;

g) se debe evitar la sedimentación de las emulsiones en los depósitos por medio de su circulación periódica.

Condiciones Generales de Ejecución

- a) El ligante debe ser aplicado de una única vez, por todo el ancho de la faja a ser tratada;
- b) la superficie donde va a ser aplicado el tratamiento antirreflexión no debe presentar agua residual sobre el pavimento, para no dañar la adherencia entre el revestimiento antiguo, el geotextil y la camada de recapeamiento;
- c) en caso de recapeamiento de pavimentos rígidos, cuando ocurran movimientos verticales excesivos de las juntas, eliminarlos mediante estabilización de la base, y sellar las juntas de las placas.

Tratamiento con uso de geotextil.

Limpieza de la pista

La superficie donde la manta será aplicada debe estar lo más limpia posible, una vez que el polvo puede reducir la adherencia. Es recomendable la limpieza por medio de esoba mecánica seguida por jato de aire comprimido, obligatoria, en caso de superficies accidentadas o con grado de desagregación superficial elevado.

Primera aplicación del ligante asfáltico

Para la primera aplicación del ligante asfáltico, se recomienda de un 70% a un 80% de la tasa de proyecto o definida experimentalmente; esa tasa debe ser compatible con el tipo de geotextil utilizado, o sea, cuanto más espeso el geotextil, más grande debe ser la tasa de ligante (Tabla 1.3.2).

La tasa de aplicación debe ser controlada mediante pesaje de bandejas antes y después de la aplicación, permitiendo la corrección en segunda aplicación, compensando eventual diferencia. En caso de aplicación sobre superficies accidentadas, se debe considerar que la emulsión asfáltica aplicada para impregnación y conexión de la manta con el pavimento existente tiene una tendencia a se concentrar en la parte más baja de las corarrugaciones, reduciendo la adherencia de la manta, si la tasa de emulsión es insuficiente.

El tiempo de ruptura, o sea, cura de la emulsión asfáltica, está directamente relacionado a las condiciones climáticas, viento, humedad y temperatura local.

Aplicación del geotextil

La colocación del geotextil debe ser ejecutada sólo después de la constatación de la ruptura de la emulsión asfáltica, pues la presencia de agua entre el geotextil y el revestimiento antiguo es dañosa al desempeño del tratamiento antirreflexión. La colocación del geotextil puede ser efectuada manualmente, con un pendural instalado en una pala cargadora con el depósito erguido, o con equipamiento específico.

Deben ser tomados todos los cuidados, para limitarse la formación de ondulaciones o arrugas,

1. Estradas

por medio de aplicación de tensión apropiada en cuanto la manta esté se se esté desenrollando. En ocurrencia de eventuales arrugas, éstas deben ser eliminadas mediante corte y enmienda de cumbre con superposición mínima.

Las uniones longitudinales y transversales de las mantas de geotextiles deben see hechas por enmienda de cumbre, con superposición entre 20cm y 30cm. Evitar superposiciones en las regiones de sollicitación de las cargas del tráfico; en las áreas de superposición se debe aplicar una tasa más de ligante asfáltico, para garantizar una perfecta impregnación.

Compactación del geotextil

La compactación del geotextil debe ser ejecutada con rollo neumático con baja presión, de 0.28 MPa a 0.35 MPa, o de 2.80 kg/cm² a 3.60 kg/cm².

Dos o tres pasadas del rollo neumático son suficientes para inducir a penetración del ligante asfáltico en el geotextil, tal y cual para promover a adherencia completa entre el geotextil y el pavimento subyacente.

Segunda aplicación del ligante asfáltico

En la segunda aplicación del ligante asfáltico, la tasa de emulsión debe ser aquella que complementa la tasa total de proyecto, generalmente cerca de un 20% a un 30% de la tasa total.

Salgamiento de la superficie

Después de la ruptura de la emulsión asfáltica, se ejecuta la operación de salgamiento de la pintura de conexión, esparciéndose manualmente concreto asfáltico, el mismo a ser utilizado en la camada de recapamiento a lo largo de la faja de las huellas de la manta vibroacabadora y de las ruedas de los camiones basculantes, para que el tránsito de esos equipamientos no dañe la manta.

Aplicación y compactación del concreto asfáltico

La aplicación y compactación de la camada de concreto asfáltico debe seguir las orientaciones de la especificación del órgano responsable por la vía para concreto asfáltico.



Figura 1.3.13 - Preparación y limpieza del área para posterior aplicación de ligante asfáltico



.Figura 1.3.14 - Colocación de geotextil después de ruptura de emulsión asfáltica.



Figura 1.3.15 - Compactación del geotextil aplicado sobre emulsión.



Figura 1.3.16 - Compactación del concreto asfáltico.

1. Estradas

1.3.7 - NORMAS RELACIONADAS.

The Asphalt Institute (1977), Asphalt Overlays and Pavement Rehabilitation, Manual Series No 17 (MS-17), College Park, MD.

ABNT NBR12824-03 – Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga;

ABNT NBR13359-95 – Determinação da resistência ao puncionamento estático - Ensaio com pistão tipo CBR;

ASTM D4632-91(2003) Standard Test Method for Grab Breaking Load and Elongation of Geotextiles;

ASTM D4833 - 07 Standard Test Method for Index Puncture Resistance of Geomembranes and Related Products;

ASTM D4533-91(1996) Standard Test Method for Trapezoid Tearing Strength of Geotextiles;

ASTM D4491-99a(2004) Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity;

ASTM D4751 - 04 Standard Test Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile.

1.3.8 - BIBLIOGRAFÍA

Koerner, R. M., (1998) Designing with Geosynthetics (4th Edition), Prentice Hall, USA. pp. 263 – 270;

Monismith, C. L., COETZEE, N. F., 1980, "Reflection Cracking: Analyses, Laboratory Studies, and Design Considerations". Asphalt Paving Technology, pp 268-313, Louisville, Kentucky, U. S. A;

Pereira, A. S. (2002) Utilização de Geotêxteis em Reforço de Pavimento aplicado em um Trecho Experimental, XIV, 195 p. 29,7 cm (COPPE / UFRJ, M.Sc., Engenharia de Transportes) Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE;

The Asphalt Institute (1977), Asphalt Overlays and Pavement Rehabilitation, Manual Series No 17 (MS-17), College Park, MD;

Toscarelli, J., Godoy, S., 1993, "Uso de geotextiles para prevenir reflexion de fisuras en la rehabilitacion de pavimentos", 7º Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, Venezuela, T3-04.

1.4 - SISTEMA DE DRENAJE SUBSUPERFICIAL.

1.4.1 - GENERALIDADES.

Durante Los proyectos de construcción de las obras, cuya manta freática se encuentra elevada o en condiciones casi de superficie, o sea, subsuperficial, son necesarios su rebajamiento y la conducción de sus aguas a puntos específicos. Una de las técnicas empleadas para solucionar tal problema es la utilización de trincheras como elementos de drenaje subsuperficial, instaladas a intervalos y profundidades específicas, definiendo el rebajamiento del nivel freático en niveles previamente determinados.

1.4.2 - INTRODUCCIÓN

Elegida la solución de drenaje subsuperficial por trincheras para rebajamiento de la manta freática en carreteras, cabe definir un método para determinar el espaciamiento y profundidad de las trincheras. Uno de los más usados es el método práctico creado por McClelland (1943), que permite obtener, además de los parámetros ya citados, el caudal del sistema y una estimativa del tiempo necesario para el sistema entrar en régimen y liberar la entrada de equipamientos en el sitio. La figura 1.4.1 muestra el esquema de rebajamiento freático propuesto por McClelland en sus investigaciones, proposición que concuerda perfectamente con la superficie freática en su condición de equilibrio.

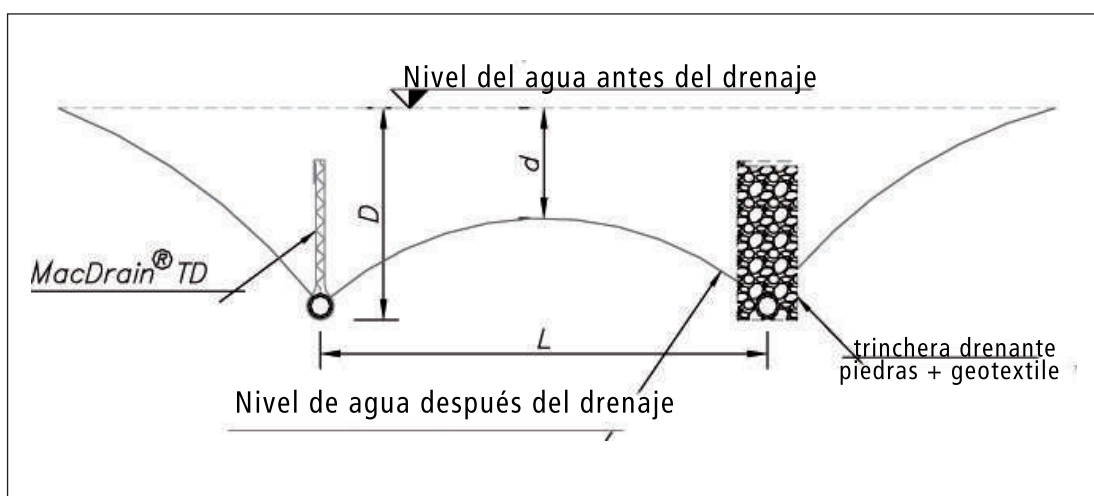


Figura 1.4.1 – Representación del rebajamiento de la superficie freática causado por la utilización de drenaje por trinchera.

1.4.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO.

Por medio del ábaco de la figura 1.4.2 o de la Tabla 1.4.1, propuesto por McClelland, es posible obtener el caudal, por metro, que cada tubo puesto en el drenó irá soportar y, con esto, dimensionar el sistema de drenaje necesario para captar y transportar el flujo de aguas generado por el rebajamiento de la manta freática.

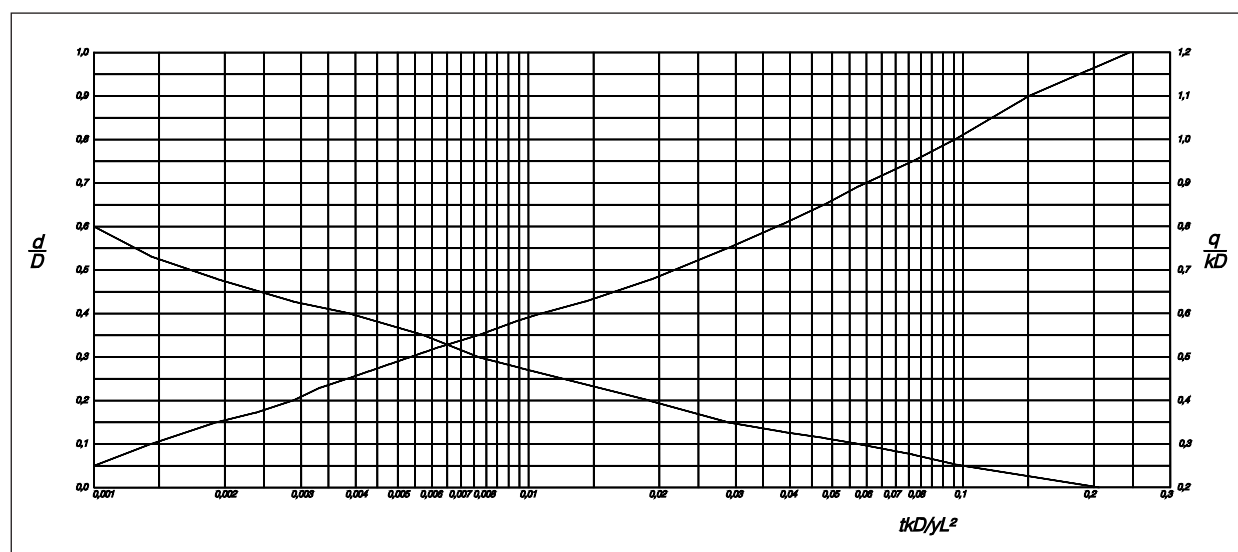


Figura 1.4.2. Ábaco interpolando las condiciones impuestas por el Método propuesto por McClelland (1943).

Tabla 1.4.1 – Correlaciones obtenidas por las experiencias de McClelland.

q/kD	tkD/yL^2	d/D
0,80	10^{-3}	0,06
0,47	10^{-2}	0,37
0,25	10^{-1}	0,79

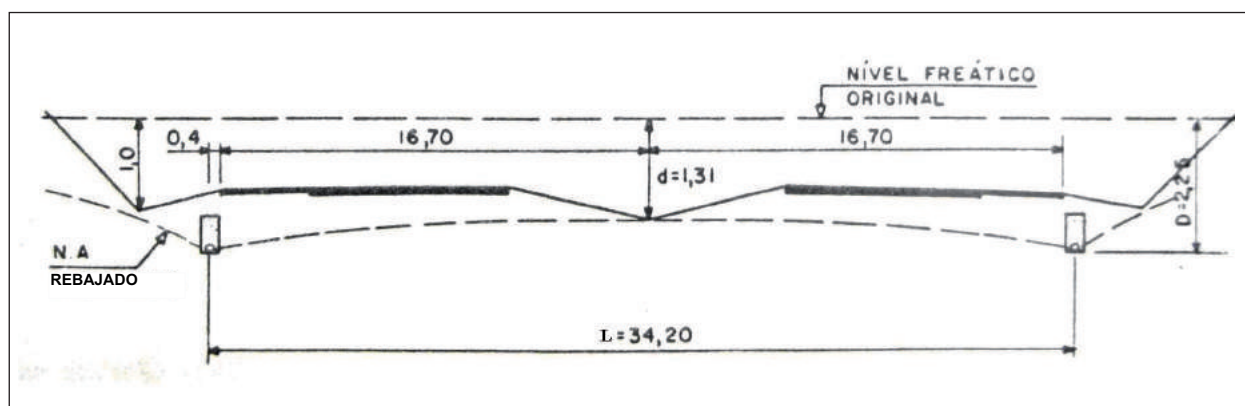
Las variables que se encuentran tanto en la tabla 1.4.1 como en la figura 1.4.2 son definidas como:

D = Diferencia de cotas entre la manta freática, antes del drenaje, y el N.A. máximo en los drenos [m];
 L = Distancia entre los drenos [m];
 d = Rebajamiento mínimo del nivel freático [m];
 k = Coeficiente de permeabilidad del suelo [m/s];
 y = Relación entre volumen de agua libre y volumen de suelo, usualmente alrededor de 0,01; puede variar de 0,05 (arenas) a 0,02 (arcillas).

1.4.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

Luego de obtener la vación del sistema según el método de McClelland es posible determinar la eficacia del geocompuesto drenante MacDrain® TD. A seguir será presentado un ejemplo que muestra como puede ser dimensionado un sistema de drenaje por trinchera en carreteras usando el método de McClelland.

La metodología de McClelland fue utilizada para la determinación de los influjos subterráneos que alcanzan los drenos profundos longitudinales por unidad de largura, bien como para prever el tiempo necesario para estabilizar el nivel rebajado de la manta freática, considerándose las condiciones de la figura 1.4.3.



1.4.3 – Sección tipo que presenta las condiciones de contorno para el ejemplo.

El coeficiente de permeabilidad del suelo fue considerado igual a 10^{-4} cm/s.

Relaciones de McClelland

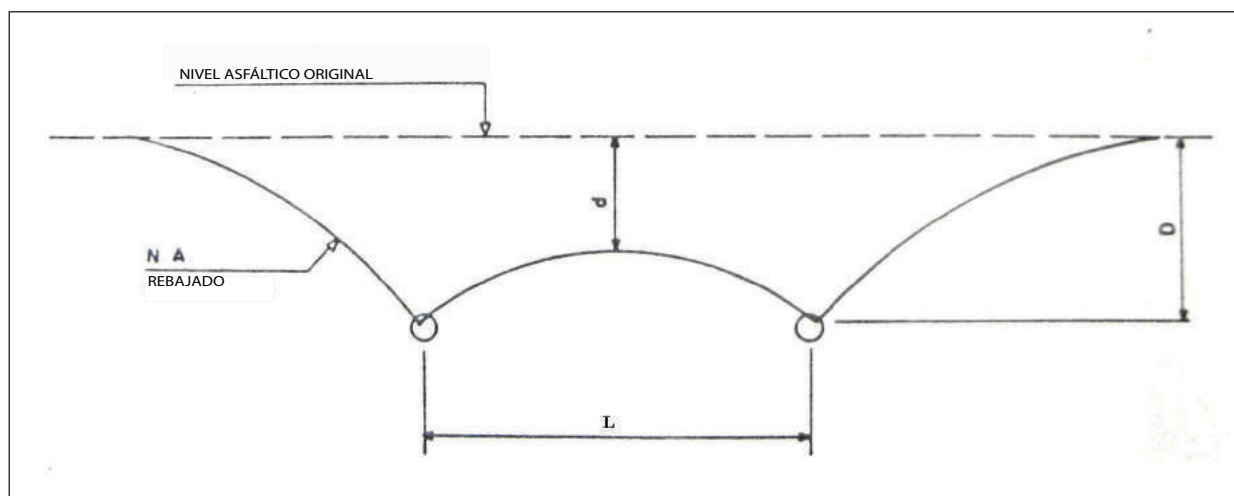


Figura 1.4.4. Esquema propuesto por McClelland.

Tabla 1.4.1 – Experiências de McClelland.

q/kD	tkD/yL^2	d/D
0,80	10^{-3}	0,06
0,47	10^{-2}	0,37
0,25	10^{-1}	0,79

Donde:

t = Tiempo para estabilizar el nivel de la manta rebajado, en segundos.

k = Coeficiente de permeabilidad del suelo, en m/s.

D = Distancia entre la cota del NA original y el NA máximo de los drenos, en m.

d = Distancia mínima resultante entre el nivel de gua original y el nivel de agua rebajado, en m.

w = Espaciamiento entre drenos, en m.

y = Volumen drenable de agua por volumen unitario de suelo (adimensional).

El valor de y estimado para el suelo fue $y = 0.035$, la media entre suelos arcillosos $y = 0.02$ y suelos arenosos

$$y = 0.05.$$

$$d/D = 0,58$$

$$tkD/w^2y = 0,036$$

$$q/Dk = 0,78$$

$$t = 654998 \text{ s} = 7,58 \text{ dias}$$

$$q = 1,755 \times 10^{-6} \times L$$

Verificación de la capacidad de vación del MacDrain® TD

Para obtenerse la capacidad de drenaje del MacDrain® TD, hay que determinar la tensión a que este estará sometido. Se adopta, a favor de la seguridad, un valor aproximado para el coeficiente de empujo en el reposo $K_0 = 0.40$; se obtiene así la tensión horizontal efectiva:

$$P = g \times h \times K_0 = 18 \times 1,40 \times 0,4 \neq 10,00 \text{ kPa}$$

donde:

g es el peso específico del suelo, en kN/m^3

h es la altura de la trinchera, en m.

Utilizando la ficha técnica del MacDrain® TD (tabla 1.4.2), son obtenidos los siguientes valores para el gradiente hidráulico igual a 1.

Tabla 1.4.2 – Capacidad de drenaje del MacDrain® TD.

Pressão [kPa]	Vazão [l/s.m]
10	2,84
20	2,17
50	1,35
100	0,41

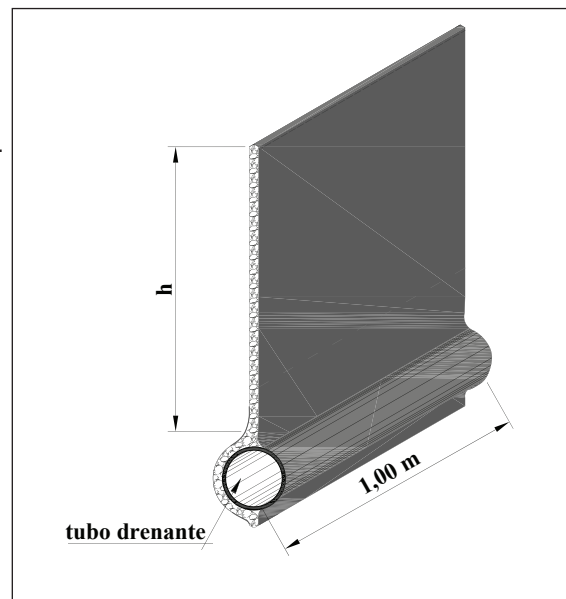


Figura 1.4.5 – Detalle del MacDrain® TD.

Verificando el dato obtenido con los datos de la tabla 1, se obtiene, para $P = 10,00\text{kPa}$, una capacidad de drenaje (favorablemente a la seguridad) de $2,84 \text{ l/s.m}$ para MacDrain® TD.

1. Estradas

Poe las normas, hay que aplicar los siguientes factores de reducción para el geocompuesto MacDrain®:

$FR_{IN} = 1,05$ (Intrusión del suelo);

$FR_{CR} = 1,20$ (Fluencia – CREEP);

$FR_{CC} = 1,10$ (Colmatación química);

$FR_{BC} = 1,15$ (Colmatación biológica).

Con esto se obtiene el caudal admisible del sistema utilizando MacDrain® TD:

$$Q_{AdmMacDrain} = Q_{MacDrain} / (FR_{IN} \cdot FR_{CR} \cdot FR_{CC} \cdot FR_{BC}) = 1,78 \text{ l/s.m}$$

El caudal encontrado, 1,78 l/s.m, representa el caudal admisible para la trinchera con MacDrain® TD.

Considerando una tubería drenante como punto de captación y disciplinador del flujo, es posible evaluar el nivel de descarga máximo de la trinchera, obtenido a partir de tablas proveídas por los fabricantes de tubos drenos perforados, y compararlo al valor obtenido para el sistema de drenaje por el método de McClelland. La tabla 1.4.3 muestra valores típicos comerciales para vaciones en tuberías – tubos perforados con 100 mm de diámetro.

Tabla 1.4.3 – Vaciones de flujo para tubos drenos perforados.

i	Q_{tubo 100} (l/s)
0,005	1,84
0,010	2,60
0,020	3,68
0,030	4,51

1.4.5 - ANTECEDENTES

DER - SP
VOTUPORANGA- SP - BRASIL

TRINCHEIRA DRENANTE

Producto: MacDrain® TD

Problema

SP-461 es una carretera de pista simple, que interconecta la ciudad de Votuporanga a Nhandeara. Los drenos existentes fueron allí puestos hace mucho tiempo, la época que la carretera se ha construido, y actualmente no tenía más la eficiencia necesaria de escape de las aguas pluviales. Era necesaria, por tanto, sustituir urgentemente esos drenos, pues el pavimento ya presentaba algunos indicios de mal funcionamiento en función de este problema.

Solución

La solución adoptada fue sustituir los drenos convencionales por un sistema formado por geocompuestos para drenaje MacDrain® TD, un geosintético especialmente concebido para trincheras drenantes. Debido al gran volumen de agua previsto, se utilizó un tubo perforado de 15cm de diámetro para coleccionar el agua drenada. Para la remoción del dren existente y sucesiva instalación del nuevo sistema, las vallas fueron abiertas con 0,50m de ancho y profundidad de 1,20m con auxilio de una retroexcavadora.



Figura 1.4.6 - Durante la obra



Figura 1.4.7 - Durante la obra

Nombre del cliente:

DER Votuporanga

Constructor:

CMB Engenharia Ltda.

Productos usados:

340 metros lineares de MacDrain® TD 0,9 x 20,0m

Fecha de la obra:

Inicio:	Febrero/ 2007
Término:	Febrero / 2007



Figura 1.4.8 - Durante la obra

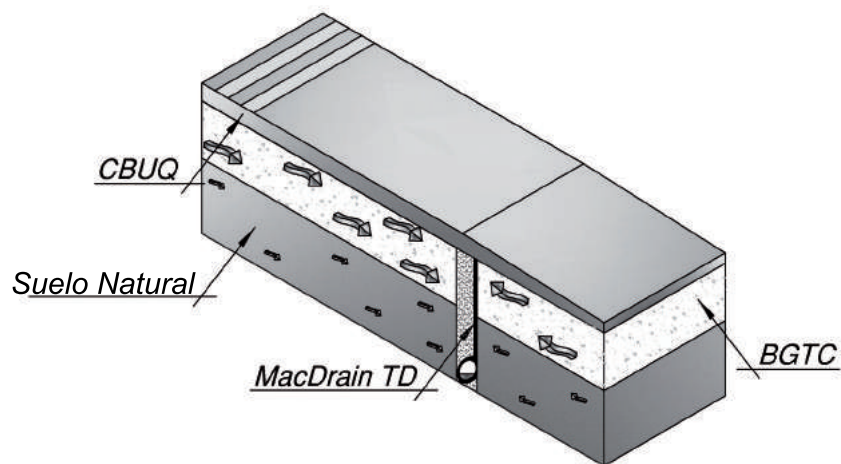


Figura 1.4.9 - Sección Transversal Típica



Figura 1.4.10 - Durante la obra



Figura 1.4.11 - Durante la obra



Figura 1.4.12 - Durante la obra



Figura 1.4.13 - Durante la obra

1.4.6 - INSTALACIÓN

El primer paso para instalar ese tipo de solución es la excavación de la trinchera, que puede ser realizada manualmente o con auxilio de equipamientos especialmente desarrollados/ adaptados para este tipo de trabajo, como valletaderas o retroexcavadoras.

Se debe atender para las características del suelo local, visto que este deberá poseer permeabilidad coherente con el drenaje a ser realizado, o sea, el suelo local debe permitir la percolación del agua hasta el geocompuesto drenante.

Las trincheras excavadas deben poseer un ancho algo superior al diámetro del tubo a ser utilizado en la trinchera, siendo que en casos donde no serán utilizados tubos perforados, la excavación podrá ser realizada sólo para el recibimiento del geocompuesto; es suficiente no más que 1 cm de espesura.

Antes de colocar el geocompuesto en la trinchera excavada, se debe realizar los trabajos necesarios para la unión de los rollos del material, el corte de una faja de aproximadamente 5 cm del núcleo en una de las laterales de cada rollo, siguiéndose la amarra de la línea guía para auxilio del pasaje del tubo perforado.

La continuidad en el trabajo de drenaje es garantizada por la conexión entre rollos, mediante el simple contacto entre núcleos, que deben apenas ser protegidos por superposición del geotextil sobresaliente en la lateral del rollo, para impedir la entrada de partículas sólidas en el sistema. Esa superposición debe ser garantizada costurando o engrapando los geotextiles sobresalientes, sólo para impedir su abertura durante los trabajos de aplicación.

Después de la aplicación del geocompuesto drenante y realización de los trabajos de superposición en las enmiendas de rollos, debe ahí ser iniciado el relleno de las trincheras excavadas con suelo.

El suelo a ser colocado en contacto con el geocompuesto drenante deberá obligatoriamente poseer permeabilidad suficiente para que el agua pueda percolar hasta el geosintético, o sea, hay que atender para que las características del suelo a ser dispuesto sobre ese material sean las mismas adoptadas en proyecto, teniendo en vista que éste fue realizado con base en velocidades y tiempos necesarios para la realización del drenaje y rebajamiento de la manta freática.

Caso el propio material retirado de la trinchera no atienda a dichas especificaciones, éste deberá ser sustituido por arena gruesa. Se debe evitar la utilización de suelos arcillosos en contacto con los geotextiles componentes de la solución, visto que las partículas finas características de este tipo de material pueden colmatar esos geosintéticos, impidiéndoles realizar un adecuado trabajo de filtración, comprometiendo así el drenaje.

El agua captada por el geocompuesto deberá ser conducida a un punto de alivio del sistema, en

1. Estradas

forma de tubería perforada, siendo ésta en general puesta previamente al pie del geocompuesto drenante, con el auxilio de la línea guía existente en el material. El tubo perforado puede ser inserto en la bolsa existente en la solución MacDrain®; es esta bolsa una no continuidad de la conexión del núcleo drenante y uno de los geotextiles filtrantes, siendo que, caso el diámetro de la tubería sea superior a la abertura existente, ésta podrá ser aumentada sólo con el desprendimiento del geotextil hacia el núcleo.

Los tubos perforados deben ser encaminados a cajas de recibimiento que van a redireccionar el flujo captado de acuerdo con la necesidad local.



Figura 1.4.14 - Excavación de trinchera con anchura suficiente para colocación de tubo perforado.



Figura 1.4.15 - Realización de unión entre fin y comienzo de rollos de geocompuesto drenante.



Figura 1.4.16 - Geocompuesto drenante inserto en la trinchera excavada.



Figura 1.4.17 - Rellenamiento de la trinchera con el mismo material excavado.

1.4.7 - NORMAS RELACIONADAS

ASTM D 5199 – Measuring nominal thickness of geotextiles and geomembranes;

ABNT NBR13359-95 – Determinação da resistência ao puncionamento estático - Ensaio com pistão tipo CBR;

ABNT NBR12569-92 – Determinação da espessura;

ABNT NBR12568-03 – Determinação da massa por unidade de área;

ABNT NBR12824-03 – Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga;

ASTM D4595-86(2001) Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method;

ASTM D5261-92(1996) Standard Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Geotextiles;

ASTM D4632-91(2003) Standard Test Method for Grab Breaking Load and Elongation of Geotextiles;

ASTM D4833 - 07 Standard Test Method for Index Puncture Resistance of Geomembranes and Related Products;

ASTM D4533-91(1996) Standard Test Method for Trapezoid Tearing Strength of Geotextiles;

ASTM D4491-99a(2004) Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity;

ASTM D4751 - 04 Standard Test Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile

1.4.8 - BIBLIOGRAFIA

Cedergren H.R. (1967) Seepage, Drainage and Flow nets, John Wiley & Sons Inc., USA.
Lambe T.W. & Whitman (1979) R.V. Soil Mechanics, 119-120, John Wiley.

Koerner, Robert M., (1998) Designing with Geosynthetics (4th Edition), Prentice Hall, USA.

McClelland B. (1943) Large Scale Model Studies of Highway Subdrainage, Proceedings Highway Research Board, 23.

2.1 - SISTEMAS DE DRENAJE VERTICAL Y HORIZONTAL

2.1.1 - GENERALIDADES

En estructuras enterradas o sometidas a empuje de tierra, existe siempre la posibilidad de haber solicitaciones de parte de una presencia de agua en suelo y, por tanto, hay la necesidad de prever un sistema de drenaje eficaz. La mayoría de los casos ese drenaje está dañado por falta de espacio o tiempo hábil. Ese y otros motivos tornan el geocompuesto para drenaje MacDrain® un excelente aliado para los proyectos de drenaje vertical u horizontal, visto que su capacidad de drenaje y simplicidad en la instalación proporciona a las obras habilidad, rapidez e eficacia.

2.1.2 - INTRODUCCIÓN

Drenaje vertical

La elección de un eficaz sistema de drenaje vertical puede ser decisiva en cuanto al dimensionamiento de una estructura de contención o de una estructura enterrada, cuando la presencia de nivel de agua constante puede inducir a un aumento excesivo de las tensiones horizontales sobre esas estructuras y a un consecuente aumento de su robustez durante la fase del proyecto. El geocompuesto drenante MacDrain® permite que el drenaje vertical sea eficaz desde un punto de vista hidrostático cuando previsto en proyecto, además de proporcionar excelente ventaja constructiva y flexibilidad en la instalación, una vez que la falta de espacio es un factor extremadamente importante para la elección de un sistema de drenaje, teniendo en vista que la verticalización del suelo es práctica predominante en las obras de movimientos de suelo. (Figura 2.1.1.)

Además del drenaje vertical hay también casos en los cuales existe la necesidad de realizar la captación de agua en taludes o perfiles de suelo inclinados, cuyo concepto es similar al del drenaje vertical con una condición de circulación de agua diferenciada, una vez que la línea de flujo que caracteriza el contorno está inclinada. Un ejemplo son los concretajes en taludes o canales trapezoidales, cuya superficie externa está impermeabilizada por concreto y puede venir a sufrir empuje de parte del agua proveniente del suelo de contacto. Para esos casos donde el concretaje debe ocurrir directamente sobre el geocompuesto drenante, Maccaferri desarrolló el MacDrain® FP, que presenta a uno de los lados un geotextil laminado de polipropileno, apto a recibir directamente el concreto, funcionando como una “forma perdida” gracias a la impermeabilidad. (Figura 2.1.1 y Figura 2.1.2.)



Figura 2.1.1 – Sistema de drenaje vertical con uso del geocompuesto MacDrain®. a) Drenaje Vertical con MacDrain® FP. b) Drenaje Vertical con MacDrain® 2L.

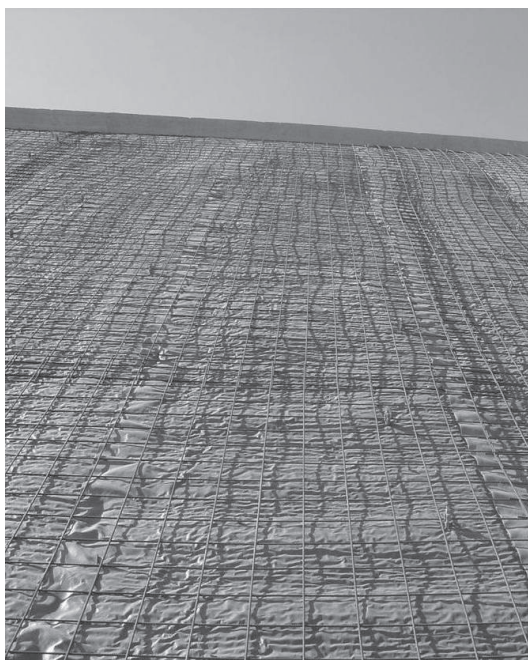


Figura 2.1.2 – Sistema de drenaje inclinado con uso del geocompuesto MacDrain® FP. a) MacDrain® FP colocado sobre el talud con la malla electrosoldada sobre él, esperando el concretaje. b) Concretaje directamente sobre el MacDrain® FP.

Drenaje horizontal

El drenaje horizontal, cuya agua a ser drenada es proveniente de la precipitación pluviométrica, se hace necesario principalmente en áreas verdes destinadas a deporte y recreo. En tales casos, debe haber agua suficiente para el crecimiento de la vegetación, pero ésta no debe presentarse en exceso, pues dañaría la práctica de la actividad a que se destina tal área, y aún causaría la reducción del oxígeno en las raíces, provocando daños a la vegetación. Tal aplicación también puede ser considerada como superficial, o sea, el drenaje ocurriría en inclinaciones más fuertes, pero abajo de aquellas que se considerarían como verticales inclinadas, cuando comienzan a surgir movilizaciones de tensión en el suelo que caractericen la necesidad de una verificación de estabilización del talud. En esos drenajes superficiales se encuadran los terraplenes de cobertura, donde parte del agua escurre superficialmente y otra se infiltra, y necesita ser drenada. Un ejemplo son las células cerradas de terraplenes sanitarios, cuyo terraplén de cobertura debe mantener la estabilidad superficial de la célula y permitir el equilibrio hídrico de todo el terraplén. (Figura 2.1.3.)

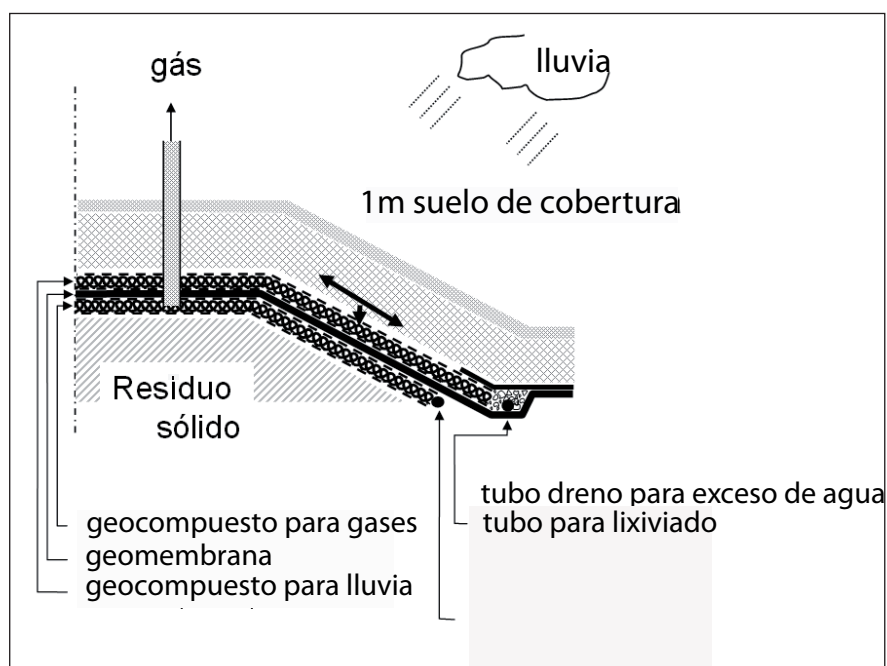


Figura 2.1.3 – Drenaje de cobertura de terraplenes sanitarios con geocompuesto drenante MacDrain®.

Otra aplicación cuyo drenaje de cobertura es necesario es sobre los llamados tejados verdes, considerada una tecnología constructiva de bajo impacto ambiental. Esa aplicación tiene por objetivo aprovechar las aguas de lluvia por medio de la cobertura verde, además de ofrecer un buen confort térmico al ambiente cubierto por ese tipo de tejado.

Tratándose de comportamiento térmico, el proceso de cambios térmicos entre el interior y el exterior de la construcción revestida con este material es retardado por la acción aislante de la cobertura, como las tejas cerámicas y de acero, y por ello las temperaturas sentidas dentro de la edificación sufren más pequeña variación entre sus valores máximos y mínimos (figura 2.1.4).

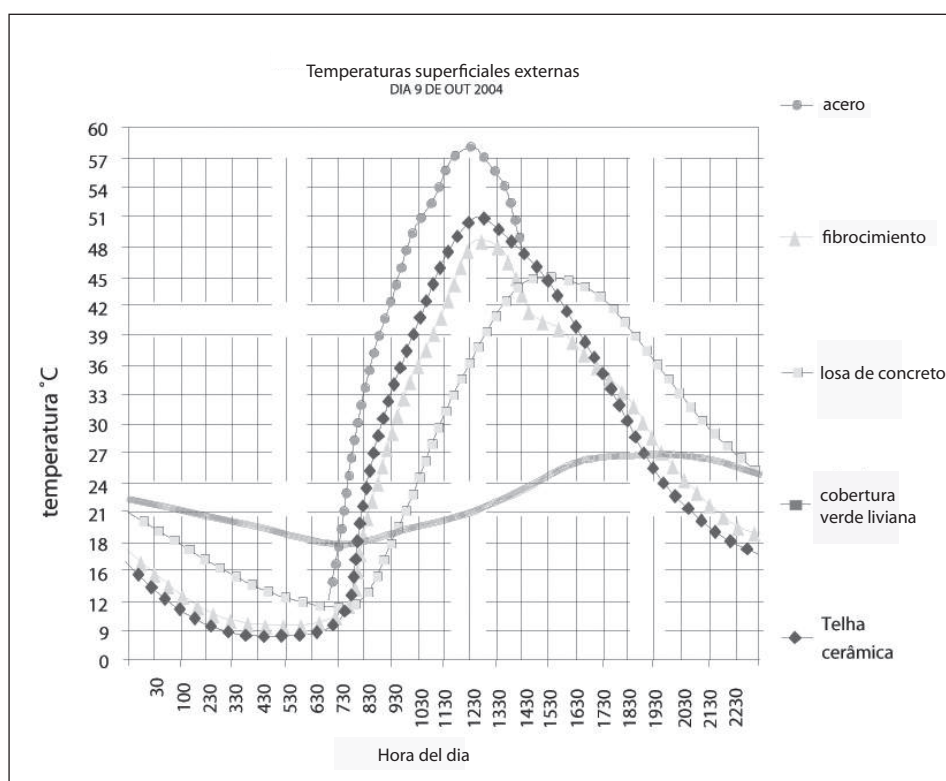


Figura 2.1.4 – Desempeño de los diversos tipos de cobertura, con destaque para la menor amplitud térmica de las coberturas verdes livianas. (Fuente: www.shs.eesc.usp.br/pessoal/docentes/pesquisas/14/tetoverde/resultados.html).

Con relación a los aspectos hidrológicos, el geocompuesto drenante MacDrain® en tejados verdes presenta una excelente solución como sistema de reutilización de aguas pluviales. La lluvia que rellena los vacíos de la camada de suelo en su mayor parte no demora a evaporar. Con la aplicación del MacDrain®, parte de esa agua podría ser captada y posteriormente reaprovechada. Ya en las coberturas convencionales, la mayor parte del agua precipitada escurre superficialmente, y va directamente a la red pública. (Figura 2.1.5.)

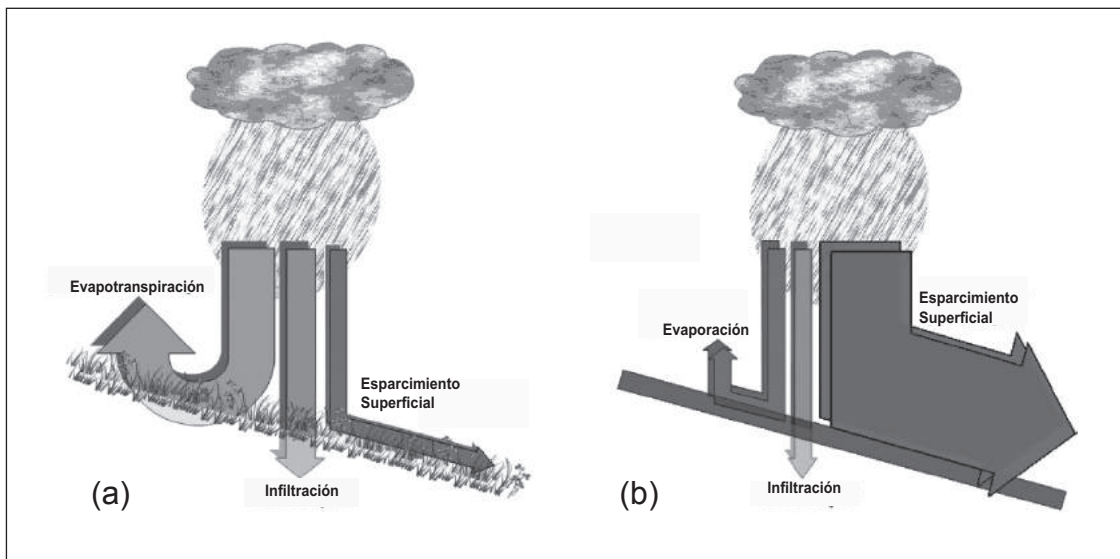


Figura 2.1.5 – a) Evapotranspiración/Salida superficial en una cobertura verde liviana. b) Evapotranspiración/Salida superficial en una cobertura común (Cunha, 2004).

2.1.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

A seguir serán presentadas dos metodologías de cálculo para aplicación del geocompuesto drenante MacDrain®, para drenaje vertical y horizontal, donde dos criterios presentados respetan las Leyes de Darcy y representan una forma simplificada de solucionar los respectivos sistemas de drenaje.

Drenaje vertical

Será utilizado el criterio de las líneas de flujo para el cálculo del drenaje vertical. El trazado de una red de flujo es formado por un conjunto de líneas de flujo y equipotenciales convenientemente elegidas, respetando algunas reglas básicas. Las líneas de flujo trazadas deben determinar canales de flujo de mismo caudal y las líneas equipotenciales trazadas deben determinar fajas de pérdida de potencial de igual valor. Ambas líneas deberán ser ortogonales entre sí, formando cuadriláteros. (Figura 2.1.6.)

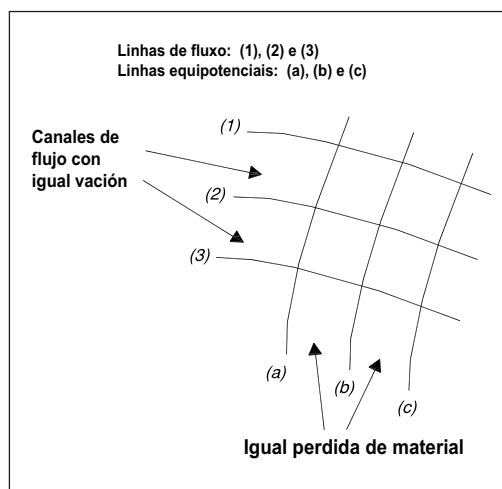


Figura 2.1.6 – Reglas básicas para el trazado de la red de flujo.

$$Q = k \cdot h \cdot \left(\frac{N_f}{N_q} \right) \quad (2.1.1)$$

donde:

k = coeficiente de permeabilidad del suelo;

h = altura de la estructura;

N_f = número de canales de flujo;

N_q = número de pérdidas de carga unitaria.

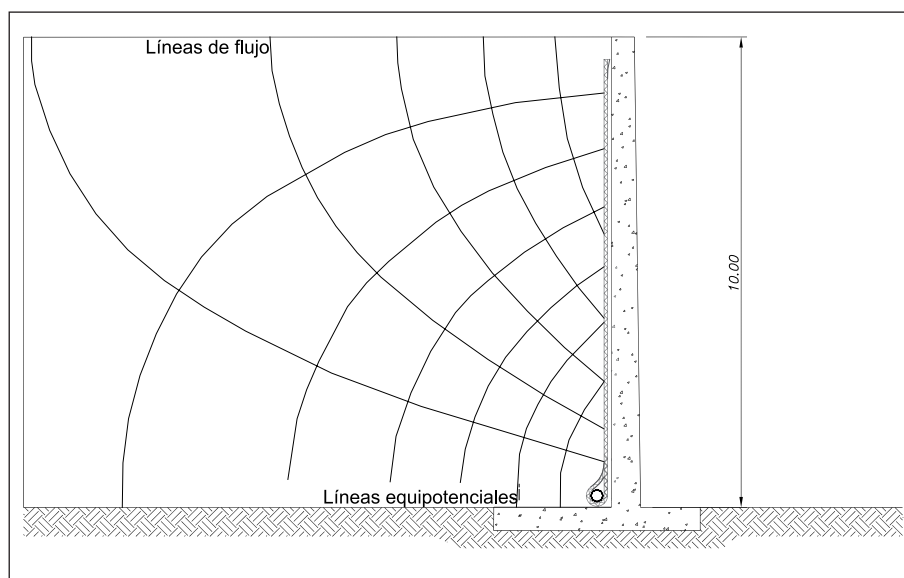


Figura 2.1.7 – Muro de contención con sistema de drenaje vertical en MacDrain®.

De forma a simplificar los cálculos para drenaje vertical, se ha observado que, al respetar algunas condiciones de contorno, la relación N_f/N_q se tornaba constante. Considerándose el ejemplo de la figura 2.1.7, tenemos las siguientes condiciones de contorno:

- El suelo al tardo de la contención va al infinito.
- El sistema está siendo abastecido por la parte superior, o sea, las líneas de flujo parten desde arriba.
- La base donde el muro está apoyado es impermeable, o sea, las líneas equipotenciales parten desde abajo.
- El punto de salida es el tubo inserto en la base del muro.

Con base en el ejemplo anterior es posible observar que, independiente de la altura de la estructura, la relación N_f/N_q será siempre 0.75, lo que facilita el dimensionamiento de sistemas de drenaje en estructuras verticales o por lo menos simplifica la mayor parte de los casos.

Drenaje horizontal

Para el cálculo de la capacidad del caudal drenaje del MacDrain® (figura 2.1.8), son necesarios sólo dos parámetros, el gradiente hidráulico i , en el sentido del flujo, y la tensión vertical aplicada por el suelo sobre el geocompuesto. Con tales valores y con los datos obtenidos de la hoja técnica del MacDrain® 2L (tabla 2.1.1) es posible obtener el caudal admisible para el sistema, y verificar si ésta es capaz de atender a la precipitación pluviométrica del área a ser drenada.

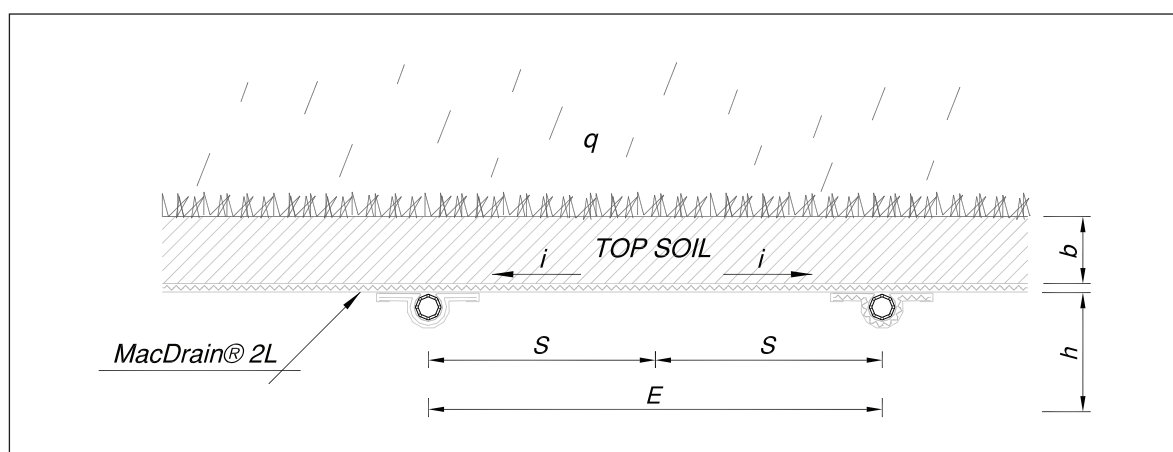


Figura 2.1.8 – Sistema de drenaje horizontal con MacDrain®.

Tabla 2.1.1 – Capacidad de drenaje del MacDrain® 2L.

gradiente hidráulico Presión	Drenaje Horizontal										Drenaje Vertical	
	i = 0.01		i = 0.02		i = 0.03		i = 0.10		i = 0.50		i = 1.00	
	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m	l / s.m	l / h.m
10 kPa	0,64	2340	0,70	2556	0,77	2772	1,26	4536	2,17	7848	2,84	10224
20 kPa	0,23	828	0,29	1080	0,33	1224	0,74	2700	1,54	5544	2,17	7848
50 kPa	0,11	432	0,14	540	0,17	648	0,41	1476	0,85	3096	1,35	4860
100 kPa	0,04	144	0,05	180	0,06	216	0,12	432	0,26	936	0,41	1512
200 kPa	0,02	72	0,02	72	0,02	108	0,04	144	0,08	324	0,13	468

2.1.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

Drenaje vertical

Como ejemplo para la evaluación de la eficiencia del MacDrain®, será calculada su capacidad de captar el flujo de aguas, que percolará por medio de un terraplén contenido por una estructura de 10.00m de altura (figura 2.1.7). Será utilizada una red de flujo (especialmente trazada para este caso) que determina de forma simplificada y con buena acuracia el caudal máximo que percola por el suelo. En la figura 2.1.7 es posible visualizar la disposición y el número de líneas de flujo y equipotenciales que forman la red de flujo. Así, se determina el factor de forma como la relación entre equipotenciales y líneas de flujo (N_f/N_q), que, aplicado a la fórmula abajo, determina dicho caudal:

$$Q = k \cdot h \cdot \left(\frac{N_f}{N_q} \right)$$

Donde:

$k = 10^{-3}$ cm/s (coeficiente de permeabilidad del suelo);

$h = 10.00$ m (altura de la estructura);

$N_f = 6$ (número canales de flujo);

$N_q = 8$ (número de pérdidas de carga unitaria).

$$Q_{\text{DREN}} = k \cdot h \cdot \left(\frac{N_f}{N_q} \right) = 10^{-3} \cdot 10 \cdot \left(\frac{6}{8} \right) = 0,075 \text{ l/s.m}$$

Para obtener la capacidad de caudal que escurrirá por el MacDrain®, es necesario determinar la tensión a que este estará sometido. Se adopta un valor aproximado para el coeficiente de empuje en el reposo $K_0 = 0.5$, equivalente a un suelo con ángulo de fricción de 30 grados, y peso específico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, y, asumiéndose que el peso específico adoptado para el suelo sea el saturado, el peso específico submerso debe ser 10 kN/m^3 , obtenida así la tensión horizontal efectiva:

$$P = g \cdot h \cdot K_0 = 20 \cdot 10 \cdot 0,5 = 100 \text{ kPa.}$$

En la hoja técnica del MacDrain® 2L, presentada en la tabla 2.1.1, es posible obtener el caudal que corresponde a una presión de 100kPa y gradiente hidráulico igual a 1.

$FR_{IN} = 1.10$ (Intrusión del suelo);

$FR_{CR} = 1.20$ (Fluencia – CREEP);

$FR_{CC} = 1.20$ (Colmatación Química);

$FR_{BC} = 1.15$ (Colmatación Biológica);

$$Q_{adm} = \frac{Q}{FR_{IN} \cdot FR_{CR} \cdot FR_{CC} \cdot FR_{BC}} = \frac{0,41}{1,82} = 0,23 \text{ l/s.m}$$

Comparando el caudal del sistema con la obtenida para el MacDrain®, hay: $Q_{adm} > Q_{DREN}$

Drenaje horizontal

Fijado un espaciamiento entre tubos de $E = 2 \times S = 5.00\text{m}$ (figura 2.1.8), debe ser determinada la capacidad de flujo del MacDrain®, necesaria para escurrir las aguas de una precipitación de $q=0.03 \text{ (l/s)/m}^2$ (precipitación de una lluvia torrencial de corta duración: 30 minutos).

Con base en la precipitación, se determina el caudal que el drenó deberá soportar, para una faja de un metro, Q_{DREN} :

$$Q_{DREN} = q \cdot E = 0,03 \cdot 5,00 = 0,15 \text{ l/s.m}$$

Conforme presentado en la figura 2.1.8, dos tubos recibirán esa vación.

Para el cálculo de la capacidad de drenaje del MacDrain® son necesarios sólo dos parámetros, el gradiente hidráulico i , en el sentido del flujo, que aquí es igual a 0.01, y la tensión vertical aplicada por el suelo sobre el geocompuesto, P . Con tales valores y los datos obtenidos de la hoja de especificación técnica del MacDrain® 2L (tabla 2.1.1), se calcula el caudal.

Considerando que el suelo sobre el MacDrain® tiene un peso específico de $\gamma=18\text{kN/m}^3$ y una espesura de 0.20m, se obtiene la tensión vertical de 3.60kPa. Extrapolada de la tabla 2.1.1, a favor de la seguridad, se toma el caudal $Q = 0.30(\text{l/s})/\text{m}$ para tal tensión. Aplicándose algunos factores de seguridad establecidos en ensayos, es posible determinar la capacidad de flujo admisible para el MacDrain®.

$FR_{IN} = 1.10$ (Intrusión do suelo);

$FR_{CR} = 1.20$ (Fluencia – CREEP);

$FR_{CC} = 1.20$ (Colmatación Química);

$FR_{BC} = 1.15$ (Colmatación Biológica);

$$Q_{adm} = \frac{Q}{FR_{IN} \cdot FR_{CR} \cdot FR_{CC} \cdot FR_{BC}} = \frac{0,30}{1,82} = 0,16 \text{ l/s.m}$$

Comparando la vación sistema con la obtenida para el MacDrain®, hay: $Q_{adm} > Q_{DREN}$

2.1.5 - ANTECEDENTES

EDIFÍCIO NA RUA VERGUEIRO BRASIL, SÃO PAULO

DRENAJE CON GEOCOMPUESTO DRENANTE

Produtos: MacDrain® FP 2L 20.2

Problema

La Calle Vergueiro es una de las más importantes de la ciudad de São Paulo, donde están ubicados diversos centros comerciales y grandes edificios. Durante la excavación para la construcción de uno de los edificios de esta calle al final del año 2008, se verificó que el suelo presentaba minas de agua en diversos puntos. La ausencia de un sistema eficiente de drenaje puede ocasionar una serie de problemas en obras sujetas a contacto directo con aguas de infiltración o percolación. Ejemplos son el agregado de presión en muros de arrimo (empuje hidrostático), sobrecargas provenientes de poropresión, surgimiento de infiltraciones provocadas por falla o fatiga del sistema de impermeabilización y el cargamento de partículas de suelo que pueden generar erosiones internas en el subsuelo (piping) y provocar desabes.

Solución

Para evitar la ocurrencia de dichos problemas, se optó por la utilización del geocompuesto drenante MacDrain® FP 2L 20.2, donde el geotextil no tejido quedaría en contacto directo con el talud con la finalidad de encaminar las aguas al tubo dreno en la extremidad inferior del rollo. Asimismo, el geotextil laminado de polipropileno quedaría en contacto con los prefabricados instalados posteriormente con el fin de evitar la entrada de impurezas de cualquier origen en el núcleo drenante. Con esto, se obtuvo un sistema de drenaje híbrido que agrega lo mejor de cada uno de sus componentes, mientras la geomanta actúa como núcleo drenante conduciendo el fluido a ser drenado, el geotextil trabaja como filtro, impidiendo que las partículas de suelo sean transportadas al interior de la geomanta, evitando su colmatación.

Nombre del cliente:

Contracta Engenharia

Constructor:

Contracta Engenharia e Alpha Empreend. Imobiliários

Productos usados:

MacDrain® FP 2L 20.2 – 720.00 m²

Fecha de la obra:

Início:	Julio / 2008
Término:	Agosto / 2008



Figura 2.1.9 - Antes de la obra



Figura 2.1.10 - Durante la obra



Figura 2.1.11 - Durante la obra

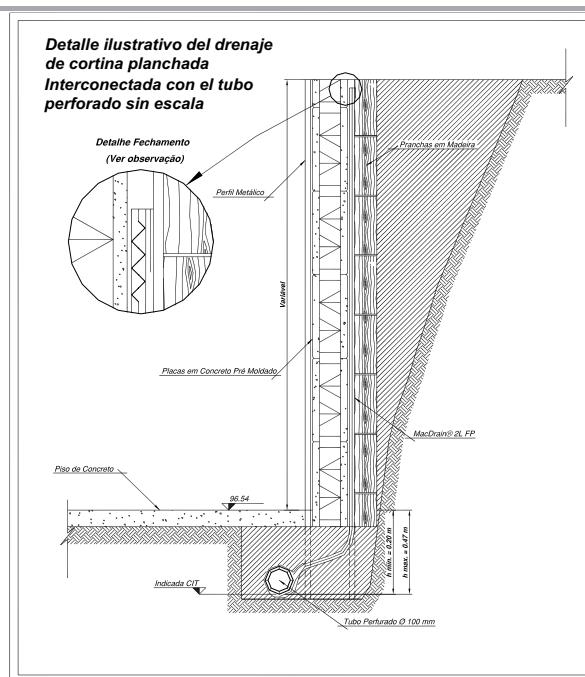


Figura 2.1.12 -Esquema ilustrativo



Figura 2.1.13 - Durante la instalación

Figura 2.1.14 - Durante la instalación



Figura 2.1.15 - Durante la obra

Figura 2.1.16 - Durante la obra

DRENAJE HORIZONTAL

Productos: MacDrain® 2L 20.2

Problema

Para la perfecta implantación del proyecto paisajístico del jardín del conjunto empresarial Business Park, formado por seis torres de edificios, sería necesaria la ejecución de eficientes sistemas de impermeabilización y drenaje de aguas pluviales.

Solución

La propuesta inicial sugería un sistema de drenaje en grava y geotextil. Entre tanto la solución presentada por Maccaferri, utilizándose geocompuesto para drenaje MacDrain 2L, demostró varias ventajas en cuanto a la primera propuesta, tales como mayor capacidad de drenaje, mayor velocidad de aplicación y menor costo. Primero se realizó la aplicación de la geomembrana sobre la losa de concreto para promover la impermeabilización del sistema. Entonces fue colocado el MacDrain® 2L, y en seguida el suelo orgánico para el plantío de las flores, datileras y grama. Todo el proceso de aplicación del MacDrain® se ha hecho de manera ágil, rápida e limpia. Otros factores considerados hacia la elección de la solución fueron la pequeña espesura del material y la practicidad de aplicación, gracias a su liviandad.

Nombre del cliente:

Inversiones Bahía.

Constructor:

Ingeniería R-M.

Productos usados:

MacDrain® 2L - 8.000 m²

Fecha de la Obra

Inicio: Febrero / 2005

Término: Marzo / 2005

BUSINESS PARK
CIDADE DO PANAMÁ, PANAMÁ

Figura 2.1.17 - Antes de la obra



Figura 2.1.18 - Durante la instalación



Figura 2.1.19 - Durante la instalación

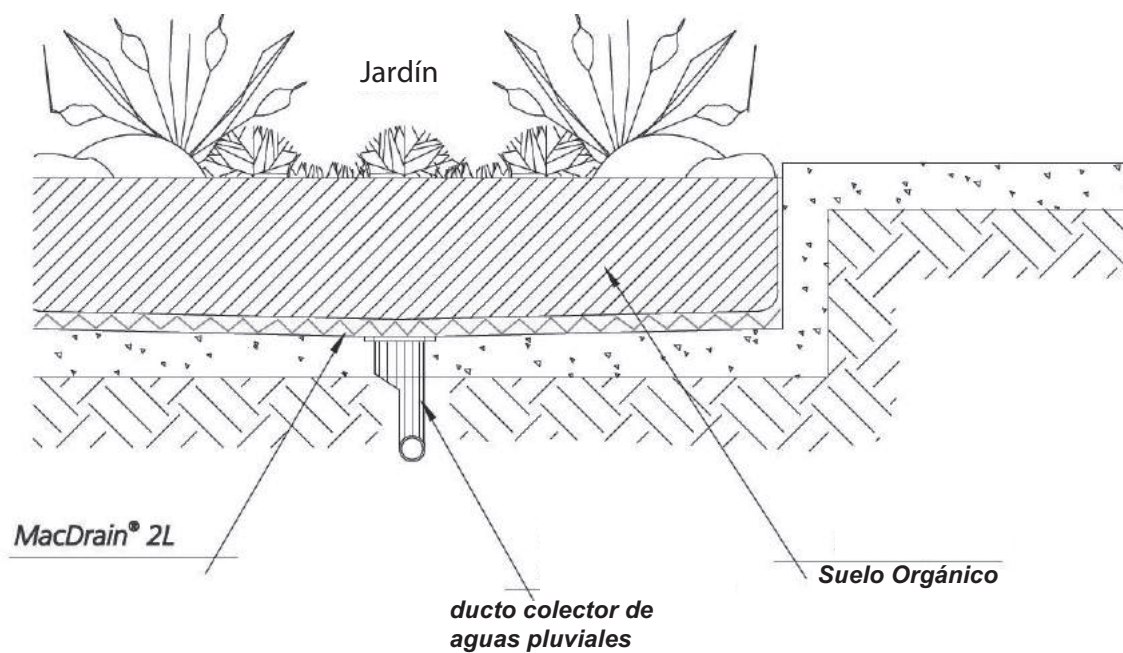


Figura 2.1.20 - Esquema ilustrativo



Figura 2.1.21 - Durante la obra



Figura 2.1.22 - Durante la obra



Figura 2.1.23 - Obra concluída



Figura 2.1.24 - Obra concluída

2.1.6 - INSTALACIÓN

La superficie a recibir el geocompuesto drenante deberá estar libre de objetos perforantes, imperfecciones, irregularidades y cosas que tales, con el objetivo de minimizar los daños a la solución, durante su instalación.

La regularización del terreno deberá observar también la aplicación de declividad necesaria para el correcto funcionamiento de la solución, debiendo ser atribuido a esta superficie el gradiente hidráulico considerado en proyecto.

El suelo componente de la superficie donde será aplicado el geocompuesto drenante deberá presentar permeabilidad coherente con el drenaje idealizado, o sea, deberá permitir que el agua alcance el geocompuesto. Si esa característica no es verificada, deberá ser aplicada una camada de arena gruesa de aproximadamente 15cm en contacto con la solución drenante.

La solución MacDrain® no tiene sentido preferente para la realización del drenaje, poseyendo la misma capacidad de drenaje en los sentidos longitudinal e transversal, posibilitando que su instalación sea realizada de manera a se minimizar los trabajos de corte y enmienda, y así minimizar la cantidad de material perdida con esos trabajos.

La aplicación del material es realizada sólo con el desenrollar del material sobre el área a ser drenada, coincidiendo la mayor dimensión del rollo y la mayor dimensión del área donde éste será aplicado; para drenaje vertical el geocompuesto deberá ser fijado en la superficie a ser drenada.

La continuidad en el trabajo de drenaje es garantizada por la conexión entre rollos, mediante el simple contacto entre núcleos, que para impedir la entrada de partículas sólidas en el sistema deben ser protegidos por la superposición del geotextil sobresaliente en la lateral del rollo.

La superposición de las fajas sobresalientes de geotextil en la lateral de los rollos ya es suficiente para garantizar el correcto funcionamiento del drenaje, dispensando la necesidad de procesos más elaborados de fijación, como la costura y/o engrudamiento, bastando muchas veces la aplicación de grapas en esa área, solamente para impedir movimentaciones durante el proceso de aplicación del suelo.

El suelo a ser colocado en contacto con el geocompuesto drenante deberá obligatoriamente poseer permeabilidad suficiente para que el agua pueda percolar hasta el geocompuesto drenante, o sea, se debe atender para que las características del suelo a ser dispuesto sobre el geosintético sean las mismas adoptadas en el proyecto del drenaje a ser ejecutado, teniendo en vista que éste se ha realizado con base en velocidades y tiempos necesarios para la realización del drenaje.

Cuando no esté especificado en proyecto, se indica la utilización de arena gruesa como material a ser dispuesto sobre el geocompuesto drenante.

El agua captada por el geocompuesto deberá ser conducida a un punto de alivio del sistema, que puede ser una canaleta instalada algo abajo del nivel del geocompuesto, puede ser una rejilla, compuesta por una canalización que toca directamente el núcleo drenante, o, como se adopta más frecuentemente, una tubería perforada, estando ésta en general localizada en el punto más bajo del área a ser drenada.

El tubo perforado puede ser inserto en la bolsa existente en la solución MacDrain®, siendo esta bolsa una discontinuidad en la conexión del núcleo drenante y uno de los geotextiles filtrantes.

De acuerdo con el material a ser utilizado, se debe atender para el correcto posicionamiento de la solución drenante, como por ejemplo en la utilización de geocompuestos formados por sólo un geotextil, como en las soluciones MacDrain® 1L; se debe garantizar que este lado proveído del filtro esté en contacto con el suelo, y que el núcleo sea colocado en contacto con la superficie impermeabilizada.

En cuanto a la solución MacDrain® FP, se debe atender para que el concreto, argamasa o similar se aplique solamente sobre el geotextil TNT revestido con capa plástica, para que el núcleo de la solución no sea contaminado.



Figura 2.1.25 - Detalle de enmienda entre rollos de geocompuesto drenante en aplicación horizontal.



Figura 2.1.26 - Ejecución de terraplén compactado junto al drenaje vertical instalada..

2.1.7 - NORMAS RELACIONADAS

ASTM D4491-99a (2004) Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity;

ABNT NBR12824-03 – Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga;

ASTM D4595-86(2001) Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method;

ABNT NBR13359-95 – Determinação da resistência ao puncionamento estático - Ensaio com pistão tipo CBR;

ASTM D 4833 – Test Method for Index Puncture Resistance of Geotextiles, Geomembranes and Related Products;

ABNT 12569 – Geotêxteis – Determinação da espessura;

ASTM D 5199 – Test Method for Measuring Nominal Thickness of Geotextiles and Geomembranes;

ABNT NBR12568-03 – Determinação da massa por unidade de área;

ASTM D5261-92(1996) Standard Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Geotextiles.

2.1.8 - BIBLIOGRAFIA

Cedergren H.R. (1967) Seepage, Drainage and Flow nets, John Wiley & Sons Inc., USA.

Cunha, A.P.S.R (2004) Experimento hidrológico para aproveitamento de águas de chuva usando coberturas verdes leves (CVL), São Carlos, SP.

Koerner, Robert M., (1998) Designing with Geosynthetics (4th Edition), Prentice Hall, USA. Lambe T.W. & Whitman (1979) R.V. Soil Mechanics, 119-120, John Wiley.

2.2 REFUERZO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES O RASAS.

2.2.1 - GENERALIDADES.

En la aplicación de fundaciones directas sobre suelos, cuya capacidad de soporte no es la ideal, es posible incrementar la capacidad de carga de esos suelos, por medio de la adición de refuerzos geosintéticos, evitando de esa manera el cambio total o parcial del suelo de fundación o la utilización de fundaciones profundas, lo que en muchos casos imposibilitaría la obra.

Esa es una solución que puede ofrecer un ganó significativo de desempeño para cualquier tipo de fundación rasa, además de traer un gran diferencial en el momento de la elección del tipo de fundación.

2.2.2 - INTRODUCCIÓN.

La primera obra de que se tiene noticia a utilizar refuerzos para la mejora de la capacidad de carga fue construida por los Sumerios en el siglo XXI antes de Cristo. Según Wooley (1939, citado por Kerisel, 1987), los Sumerios utilizaban mantas tejidas de junco para aumentar el confinamiento del suelo y disminuir las deformaciones. Kerisel (1987) también relata la utilización de esa técnica en construcciones en Mesopotamia, en el siglo XXV antes de Cristo.

Actualmente se puede decir que Binquet y Lee (1975) fueron los precursores de la investigación del efecto de la mejora de la capacidad de carga de suelos debido a la inclusión de refuerzos, proponiendo la adopción del término Bearing Capacity Ratio (BCR), para designar el coeficiente de aumento de la capacidad de carga del suelo reforzado, cuando comparado al suelo no reforzado.

$$CBR = \frac{q_r}{q} \quad (2.2.1)$$

donde q_r y q son la capacidad de carga del suelo reforzado y no reforzado, respectivamente, para un determinado valor de asentamiento.

En este trabajo, Binquet y Lee (1975) identificaron tres modos de ruptura distintos en función del posicionamiento y de la resistencia del refuerzo:

- Ruptura arriba del refuerzo - ocurre cuando la relación $u/B > 0,67$ (donde u es la distancia entre la fundación y la primera camada del refuerzo) y los refuerzos son suficientemente largos para formar una zona rígida que no es ultrapasada por el plano de ruptura (Figura 2.2.1a).

- Ruptura por insuficiencia de anclaje del refuerzo - ocurre cuando en la relación $u/B < 0,67$ el número de camadas es menor que 3, o cuando los refuerzos son muy cortos para movilizar la resistencia por anclaje necesaria (Figura 2.2.1b).
- Ruptura por colapso del refuerzo - ocurre cuando en la relación $u/B < 0,67$ los refuerzos son largos y el número de camadas es mayor que 4 (Figura 2.2.1c).

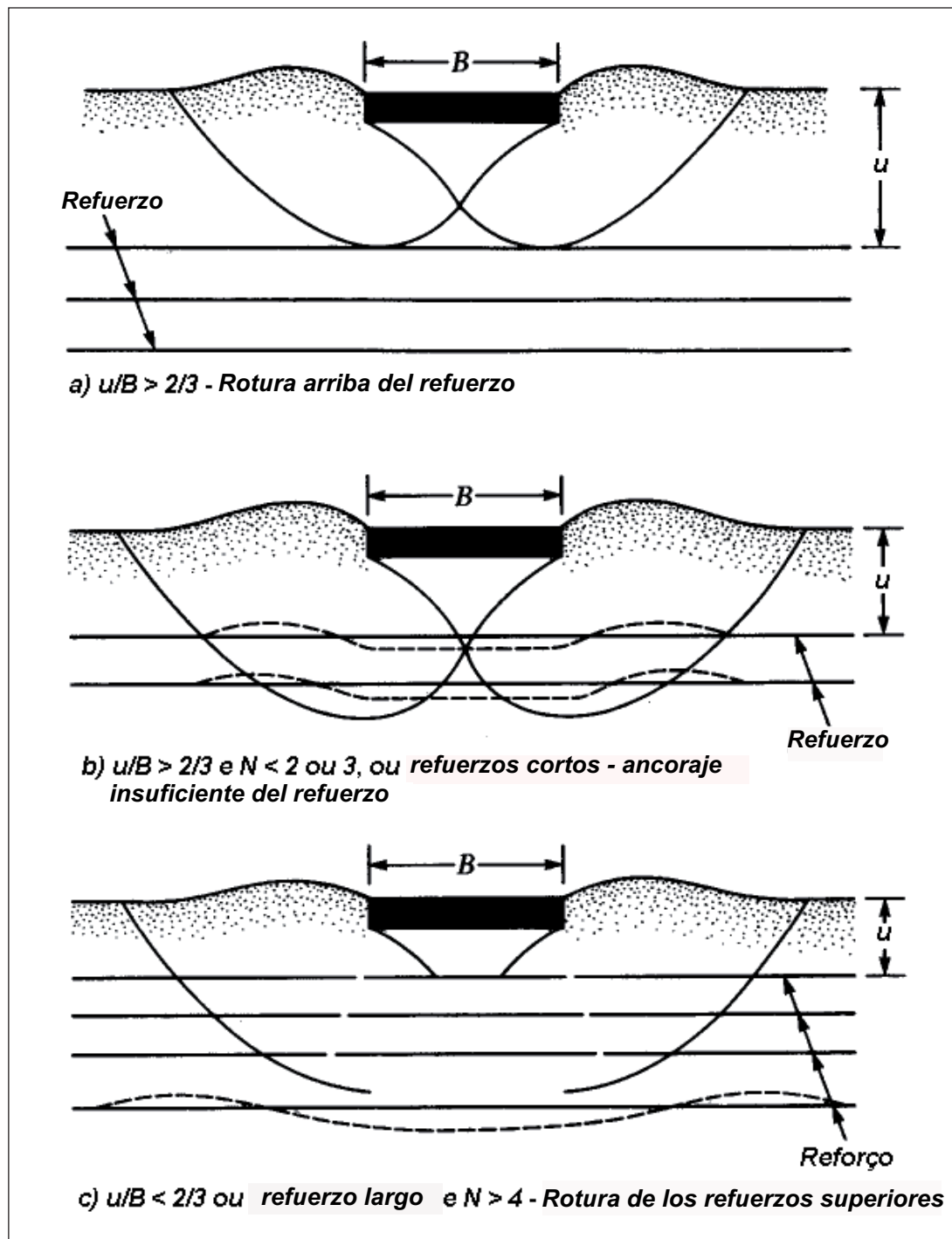


Figura 2.2.1 – Tipos de ruptura de fundaciones rasas (Binquet y Lee, 1975).

2.2.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO.

Método de Wayne

El método aquí propuesto será el de Wayne et al. (1998), en que los autores proponen una adaptación de la fórmula de Meyerhof y Hanna (1978) desarrollada para el caso de una camada de arena sobreyacente a una camada de arcilla, con la ruptura ocurriendo por punción. La adaptación tiene por objetivo prever la capacidad de carga de un perfil de suelo con dos camadas (arena-arcilla), con un geosintético posicionado en la interfaz de las camadas, que contribuye con una determinada resistencia a tracción.

Wayne et al. (1998) proponen que, para el caso de camada de arena (granular) sobreyacente a una camada de arcilla, con el refuerzo geosintético posicionado en la interfaz de las camadas y la ruptura ocurriendo por punción, la capacidad de carga última del suelo reforzado sea expresa por:

- Para zapatas rectangulares (B x L):

$$q_{ult} = c.N_c + \left[2.c_a + \gamma.H \left(1 + \frac{2.D}{H} \right) \cdot \frac{K_p \cdot \tan \alpha}{B} \right] \cdot \frac{H.(B+L)}{B.L} + \gamma.H + 2.T \cdot \frac{B+L}{B.L} \quad (2.2.2)$$

- Para zapatas corridas:

$$q_{ult} = c.N_c + \left[2.c_a + \gamma.H \left(1 + \frac{2.D}{H} \right) \cdot \frac{K_p \cdot \tan \alpha}{B} \right] \cdot \frac{H}{B} + \gamma.H + \frac{2.T}{B} \quad (2.2.3)$$

Siendo:

c la cohesión de la arcilla,

N_c adoptada como 5,14;

c_a la cohesión y a igual a dos tercios del ángulo de fricción f de la camada de suelo superior,

γ el peso específico aparente total,

K_p el empuje pasivo y H la espesura de la camada superior,

D el anclaje de la zapata en esta camada y T es la resistencia a tracción movilizada en el refuerzo.

Una adaptación del método de Wayne también puede ser encontrada en la literatura.

La capacidad de carga de la fundación abajo del refuerzo es tomada como referencia. Esa adaptación hace el método más eficiente, una vez que el valor de capacidad de soporte del suelo inferior al refuerzo entra en el cálculo como una parcela favorable a la estabilidad total de la fundación.

$$q_{ult} = q_b + 2c_a (B+L) \frac{d}{B.L} + \gamma_a d^2 \left(1 + 2 \frac{D_f}{d} \right) K_s (B+L) \frac{\tan \phi}{B.L} + 2(B+L) \frac{T}{B.L} - \gamma_a d \quad (2.2.4)$$

Donde:

q_b = capacidad de carga última del suelo de fundación abajo de la zona reforzada;

B = ancho de la fundación directa;

L = largo de la fundación directa;

d = profundidad total del refuerzo;

D_f = profundidad de engaste de la fundación directa;

K_s = coeficiente de empuje de la camada de suelo reforzada;

T = resistencia a tracción del geosintético.

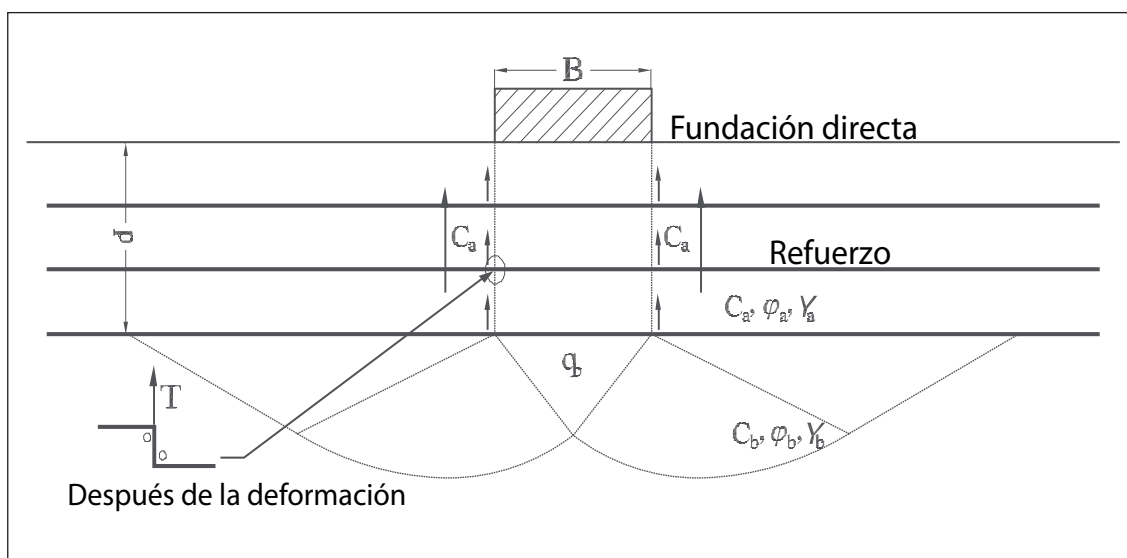


Figura 2.2.2 – Ilustración del Método de Wayne.

Utilizando el MacStars®2000

Por supuesto existen varias metodologías de cálculo para evaluar la condición de estabilidad de un suelo de fundación sometido a un cargamento superficial, la mayoría se refiere a los suelos granulares, cuyas deformaciones superficiales son consideradas instantáneas. Pero existen casos en que el suelo de fundación es principalmente arcilloso y los refuerzos geosintéticos están embutidos dentro de un macizo de suelo cohesivo. La superficie de falla crítica más próxima a un caso real es la circular.

En esos casos el software MacStars2000® podrá ser utilizado. Una vez que el mecanismo de ruptura determina una superficie de falla crítica que por medio de la tensión aplicada al suelo le confiere una reacción, es correcto decir que si esa superficie de falla presenta un factor de seguridad igual a 1 (determinado por modelos de estabilidad de talud como el Método de Janbu), la capacidad de carga última del suelo de fundación será igual a la carga aplicada sobre ese suelo. Desde la figura 2.2.3 es posible ejemplificar lo explicitado, cuando la carga aplicada sobre la superficie del terreno es de 700kPa y el factor de seguridad encontrado es de aproximadamente 1, o sea, el suelo en cuestión está apto a soportar la carga aplicada. En el ítem 2.2.4, “Ejemplo de cálculo”, es posible ver ese mismo ejemplo con la aplicación de refuerzos geosintéticos como elementos de refuerzo para mejorar la condición de estabilidad del suelo de fundación.

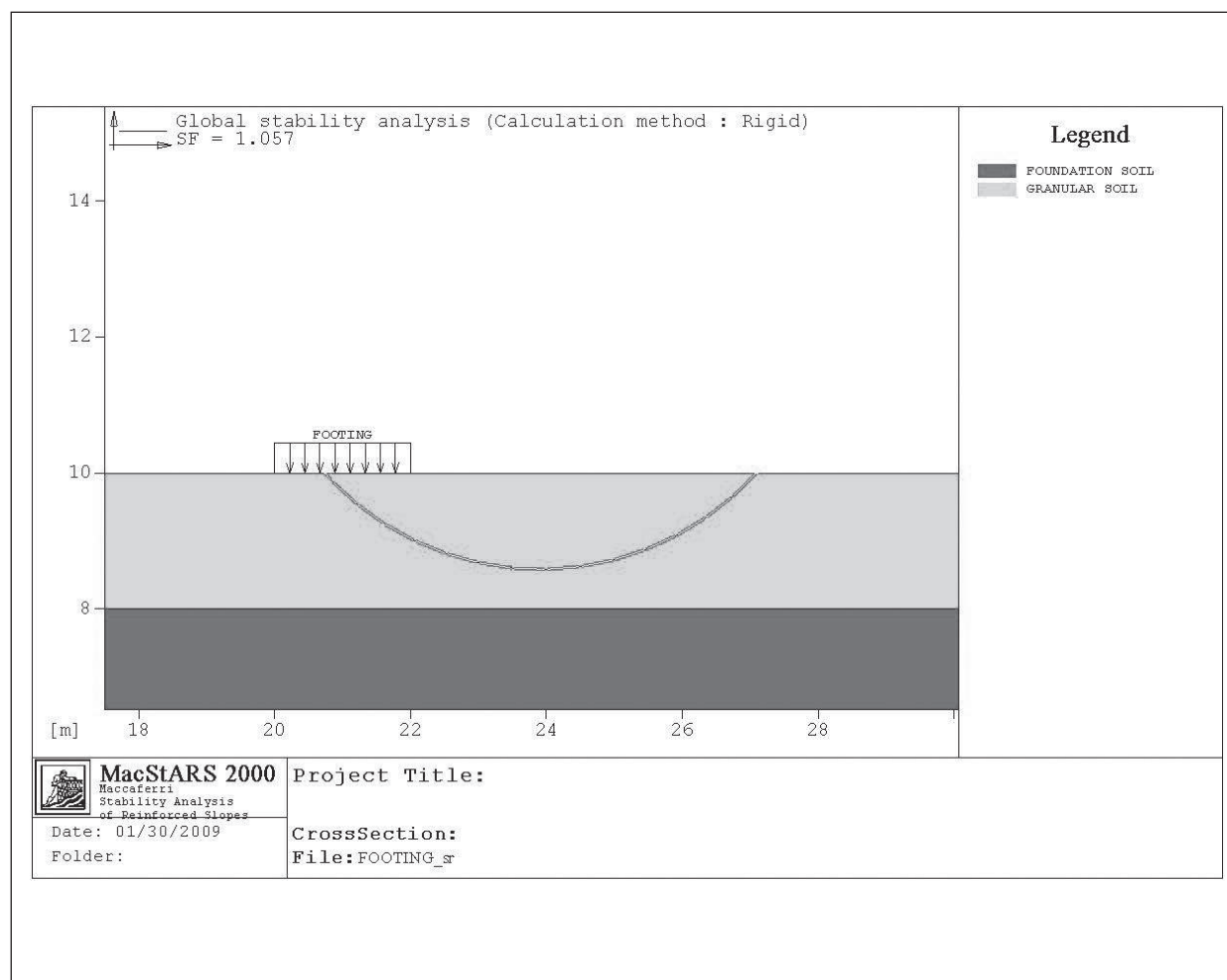


Figura 2.2.3 – Análisis de estabilidad de un suelo de fundación sujeta a un cargamento superficial (fundación rasa), por el software MacStars2000®.

2.2.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

Ejemplo 01.

Como ejemplo de cálculo, considérese la siguiente situación: suelo arcilloso con cohesión de 10kN/m^2 , sobre el cual será colocada una camada de 1m de suelo arenoso con peso específico aparente total de 19kN/m^3 , ángulo de fricción de 37° y cohesión de 5kN/m^2 . La fundación será una zapata corrida de ancho igual a 0.40m , enterrada 0.5m en la camada de suelo arenoso. Determine cuál será la resistencia del refuerzo a ser colocado en la interfaz entre esos dos suelos, a fin de obtener una capacidad de soporte última para esa fundación de 700kPa .

Utilizando el Método de Wayne para zapata corrida, es posible determinar la tensión última en el geosintético.

$$q_{ult} = c.N_c + \left[2.c_a + \gamma.H \left(1 + \frac{2.D}{H} \right) \cdot \frac{K_p \tan \alpha}{B} \right] \cdot \frac{H}{B} - \gamma.H + \frac{2.T}{B}$$

$$T = 33,17 \text{ kN/m.}$$

Ejemplo 02.

Considerando el caso mostrado en la figura 2.2.3, en que es posible determinar la capacidad de soporte del suelo de fundación a través de una superficie de ruptura circular, será hecho modelaje similar utilizando ahora geogrillas tejidas para mejorar la condición de estabilidad del suelo de fundación.

Datos de suelo:

Camada superior de terraplén: Peso específico: 19 kN/m^3

Ángulo de fricción: 33°

Cohesión: 0 kPa

Camada del suelo de fundación:

Peso específico: 16 kN/m³

Ángulo de fricción: 10°

Cohesión: 20 kPa

Com el software MacStars 2000®, es posible realizar un modelo de cálculo utilizando geogrillas MacGrid® WG 50 posicionadas a una profundidad de 0.50m, a partir de la superficie del terreno, dispuestas en 3 (tres) camadas espaciadas cada 0.10m. (Figura 2.2.4.).

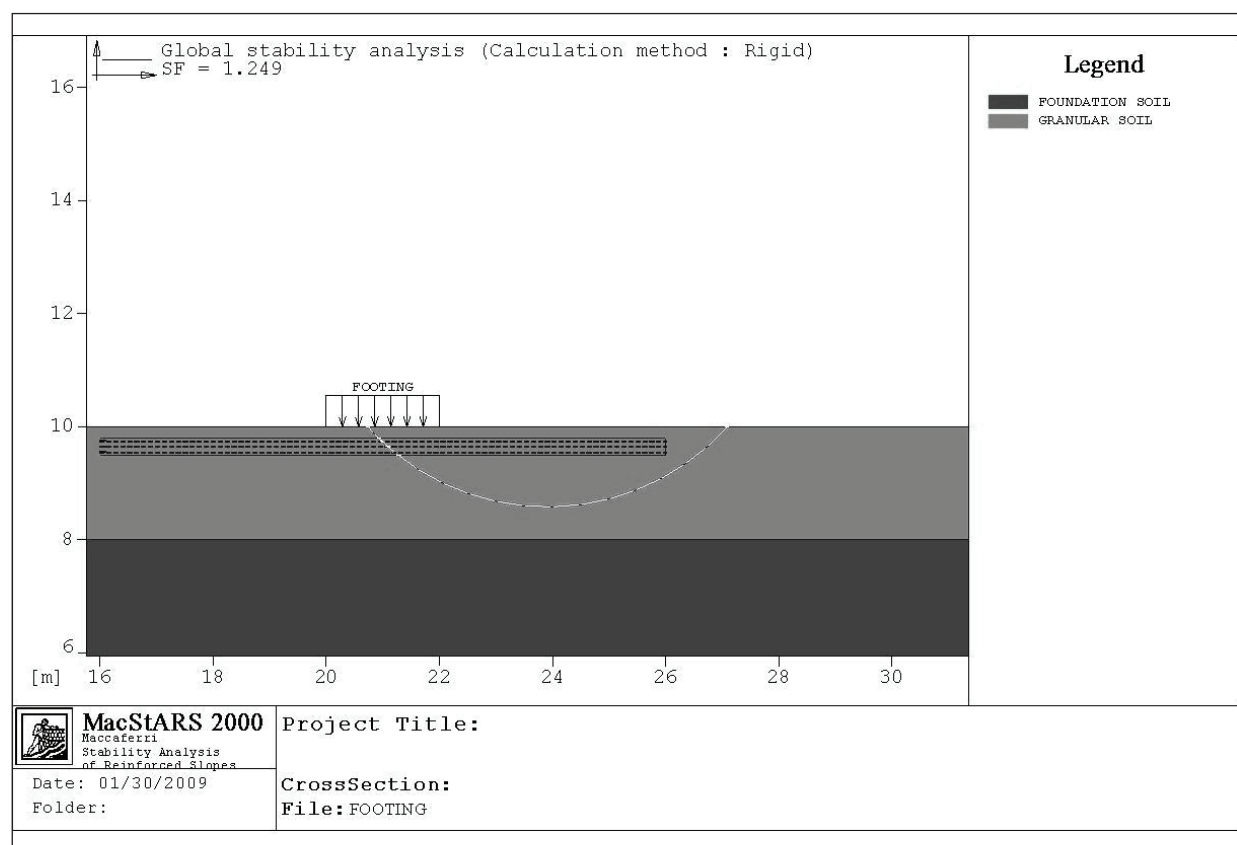


Figura 2.2.4 – Análisis de estabilidad de un suelo de fundación reforzado por geogrillas MacGrid® WG sujeta a un cargamento superficial (fundación rasa), con el software MacStars2000®.

2.2.5 - ANTECEDENTES

PUNTARENAS
COSTA RICA

Solución: REFUERZO DE SUELO

Productos: geogrillas MacGrid® y geotextiles MacTex®

Problema

Suelos de baja capacidad de soporte, también conocidos por suelos blandos, sumados a presencia de un alto nivel de manta freática, complicaron la construcción de un tanque de 30m de diámetro en las instalaciones de la planta industrial da Palma Tica, situada en la región sur del país.



Figura 2.2.5 - Antes de la obra

Solución

La solución adoptada consistió en la formación de un macizo de suelo, reforzado por capas de geogrillas MacGrid® de alta resistencia, separados demás volúmenes de suelo, por geotextiles no tejidos MacTex®. La obra atendió técnicamente y económicamente a las expectativas.



Figura 2.2.6 - Preparación del terreno

Nombree del cliente:

PALMA TICA.

Constructor:

AGROPECUARIA TIERRA Y AGUA S.A.

Productos usados:

13.260 m² de geogrilla MacGrid®
2.392 m² de geotextil MacTex®

Fecha de la obra

Inicio:	Julio / 2008
Término:	Agosto / 2008

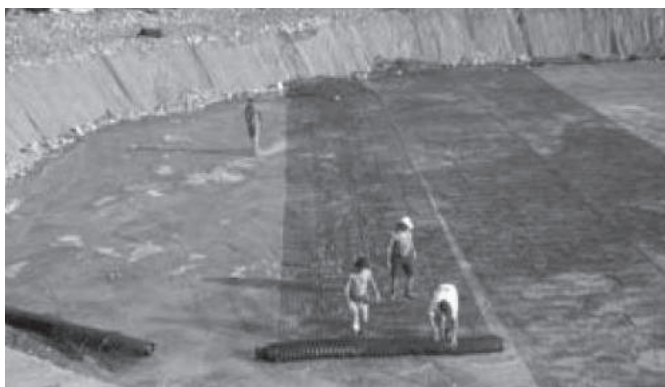


Figura 2.2.7 - Instalación de la geogrilla

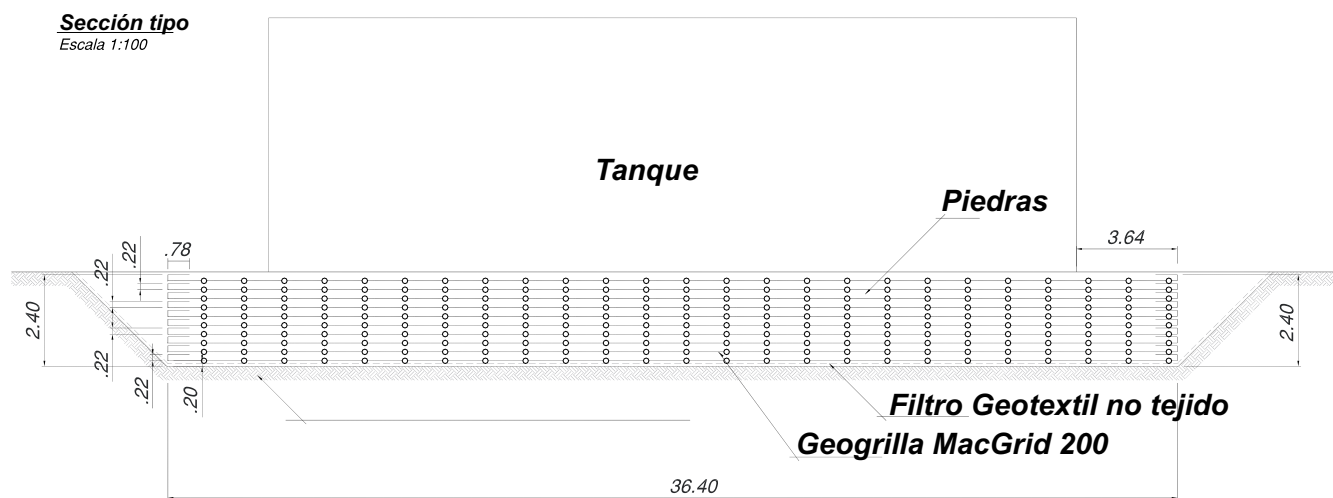


Figura 2.2.8 - Esquema ilustrativa



Figura 2.2.9 - Durante la obra

Figura 2.2.10 - Durante la obra



Figura 2.2.11 - Durante la obra

Figura 2.2.12 - Durante la obra

2.2.6 - INSTALACIÓN

Prepare el sitio que deberá recibir la geogrilla, limpiándolo por remoción de restos de árboles, piedras o cualquier obstáculo que pueda obstruir el desenrollar de la bobina de geogrilla. Caso haya irregularidades muy pronunciadas, como agujeros que dificulten el posterior rodaje de los equipamientos de compactación, deberán ser rellenadas con el mismo suelo local. Hay casos en que es necesaria la colocación de un geotextil como elemento separador (ver ítem Separación y estabilización de sublechos). Así, la geogrilla especificada deberá ser colocada sobre el geotextil. Caso el nivel de agua supere el nivel del terreno deberán ser previstas medidas de rebajamiento posteriores a la instalación de la geogrilla.

La geogrilla deberá ser desenrollada sobre el sitio a ser reforzado respetando el contorno delimitado en proyecto. Como la distribución de tensión ocurre en el plano de aplicación de carga de la fundación rasa, deberán ser utilizadas geogrillas biaxiales o camadas duplas de geogrillas monoaxiales. Los traslapes NUNCA deberán ser hechos en el sentido preferente de ruptura previsto en proyecto, o sea, en el plano de ruptura especificado en proyecto no podrá haber traslape.

Instalada la primera camada de refuerzo en geogrilla, el material de terraplén podrá ser depositado. Equipamientos más livianos deben operar la camada de suelo de avance dentro del área reforzada, evitando que un peso excesivo en un tramo puntual genere discontinuidades en el refuerzo. Se recomienda que ese avance sea hecho en forma de “V” para que la geogrilla se mantenga estirada y el terraplén gane espacio a la medida que haya depósito de material. Esa camada de suelo de avance deberá tener aproximadamente de 15cm a 20cm.

Después de la aplicación de la camada de suelo de avance, las operaciones de compactación podrán ser hechas de acuerdo con las orientaciones del proyecto de terraplén, y, caso haya más de una camada de refuerzo, hay que respetar las especificaciones previstas en proyecto.



Figura 2.2.13 Superficie limpia y regularizada para recibir los refuerzos geosintéticos.

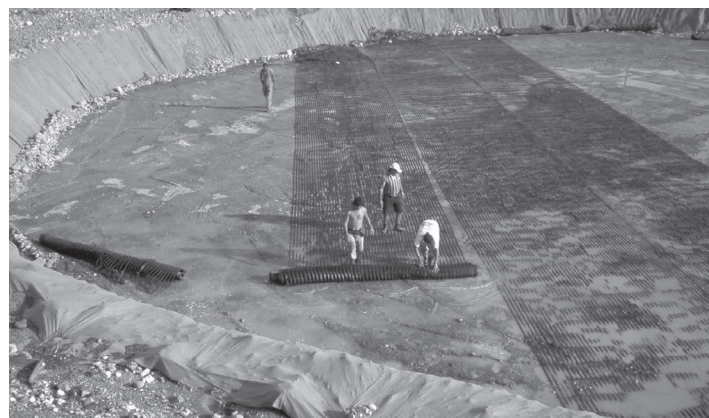


Figura 2.2.14 Desenrolar do rolo de geogrelha sobre a superfície especificada.



Figura 2.2.15 Aplicación de la camada de suelo y posterior compactación.

2.2.7 - NORMAS RELACIONADAS

ASTM D6637 - 01 Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method;

ASTM D4354 - 99(2004) Standard Practice for Sampling of Geosynthetics for Testing;

ASTM D5262 - 07 Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep and Creep Rupture Behavior of Geosynthetics.

2.2.8 - BIBLIOGRAFIA

Das, B. M.; Shin, E. C.; Singh, G. (1996). Strip foundation on geogrid-reinforced clay: a tentative design procedure, 6th International Offshore and Polar Engineering Conference. 531-535. Los Angeles;

Kerisel, J. (1987) Down to earth - Foundations past and present: the invisible art of the builder, 149p., A. A. Balkema, Rotterdam;

Wayne, M. H.; Han, J. y Akins, K. (1998) The design of geosynthetic reinforced foundations. Geosynthetics in foundation reinforcement, pp 1-18, ASCE;

Wooley, C. L. (1939) Ur excavations. The Ziggurat and its Surroundings. London and Philadelphia.

3.1 - MUROS DE CONTENCIÓN EN SUELO REFORZADO

3.1.1 - GENERALIDADES

La técnica de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción, convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen la deformabilidad del macizo. En este método, conocido como refuerzo de suelos, el comportamiento global del macizo es mejorado gracias a la transferencia de esfuerzos para los elementos resistentes (refuerzos).

Los suelos poseen en general elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero baja resistencia a esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de extensión (tracción). Sin embargo, si la masa de suelo está reforzada, los movimientos laterales son limitados por la reducida deformabilidad del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias al desarrollo de esfuerzos de tracción en el elemento de refuerzo. Las figuras 3.1.1 y 3.1.2 ilustran el principio básico del comportamiento del suelo reforzado.

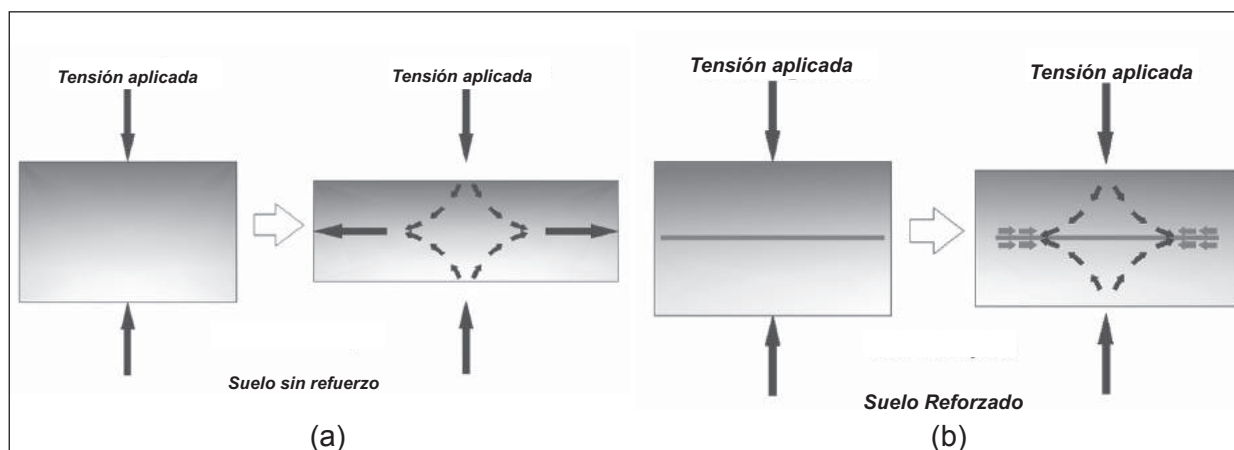


Figura 3.1.1 – Comportamiento básico de suelos reforzados; a) tensión aplicada sobre un suelo sin refuerzo; b) tensión aplicada sobre un suelo reforzado.

Utilizándose en paramentos frontales para confinar el suelo reforzado por los elementos resistentes a la tracción, son obtenidas las estructuras que pueden ser muros reforzados (estructuras con inclinación mayor que 70° en relación a la horizontal) o taludes reforzados (estructuras con inclinación igual o menor que 70° en relación a la horizontal).

Estructuras en suelos reforzados son alternativas ventajosas con relación a sistemas convencionales, principalmente desde los puntos de vista económicos, ambientales y constructivos.

Maccaferri inició su experiencia en suelos reforzados en 1979, cuando, en una carretera en Malasia, fueron utilizados gabiones anclados con tiras metálicas; a partir de esa solución, creada para una situación específica, Maccaferri desarrolló una serie de soluciones en suelo reforzado, con el objetivo de hacer uso de las ventajas relacionadas a esas estructuras, adicionadas a una gran variedad de paramentos frontales, posibilitando la creación de contenciones con perfecta integración visual y ambiental.

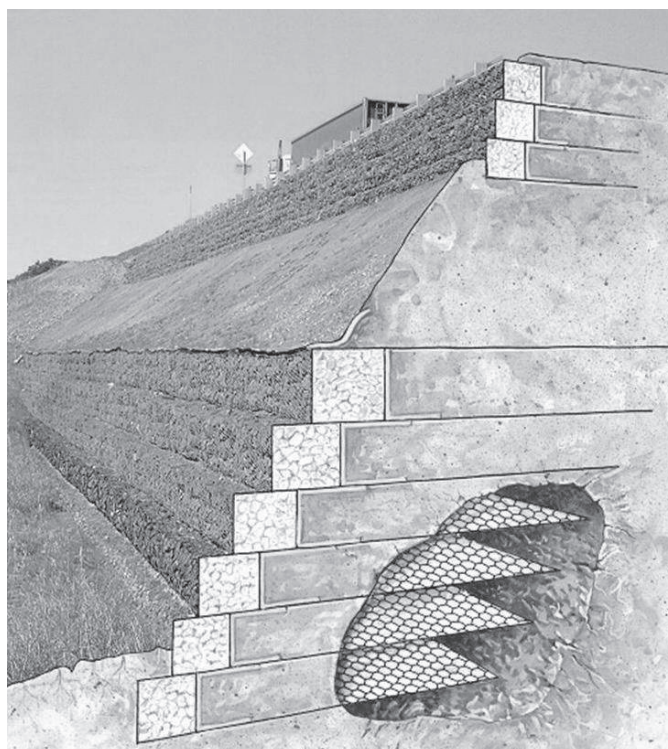


Figura 3.1.2 – Ilustración de una estructura de contención en Terramesh® System.

3.1.2 - INTRODUCCIÓN

Las soluciones Maccaferri en suelos reforzados objetivan suplir las más diversas sollicitaciones geotécnicas, con diferentes tipos de paramentos y diferentes tipos de refuerzos, adecuándose perfectamente a las condiciones del suelo local, al mismo tiempo en que minimiza los impactos visuales causados por la inserción de tal elemento en el medio, sea éste un medio urbano desarrollado o área totalmente vegetada.

Algunas de las soluciones Maccaferri utilizadas en la confección de estructuras en suelo reforzado son:

Terramesh® System

La solución Terramesh® System (figura 3.1.3) consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción, convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen la deformabilidad del macizo. Tales elementos son constituidos por refuerzos en malla hexagonal de dupla torsión 8x10, alambre 2,70mm, revestido en PVC, asociados a un paramento frontal en gabiones caja compuestos por la misma malla.

La solución Terramesh® System puede ser utilizada en cualquier caso de contención o estabilización de taludes. Principalmente indicada en casos de formación o recuperación del macizo a ser contenido, permite la construcción de paramentos externos verticales o inclinados.

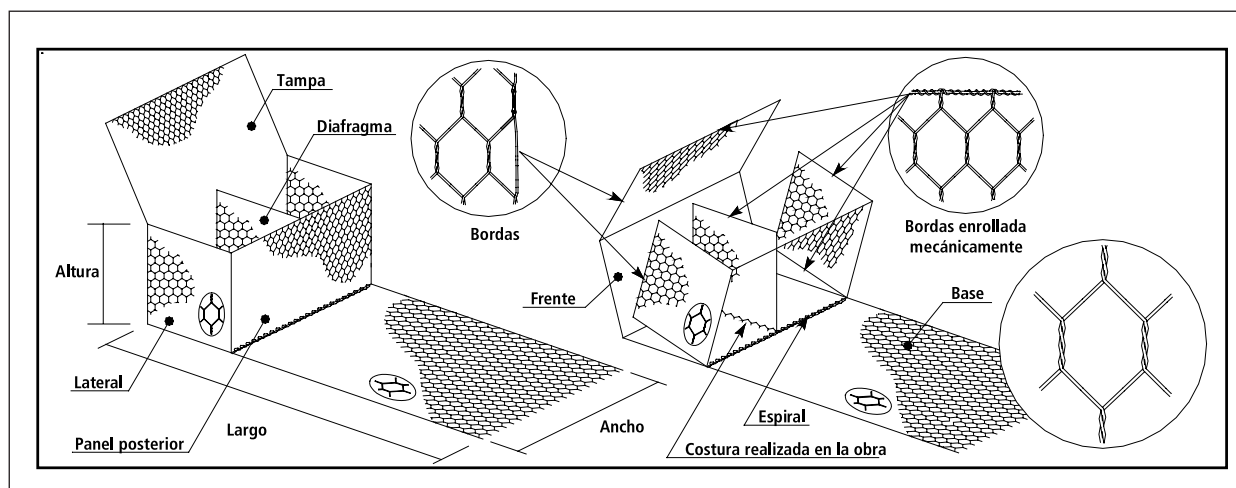


Figura 3.1.3 – Esquema de un elemento Terramesh® System.

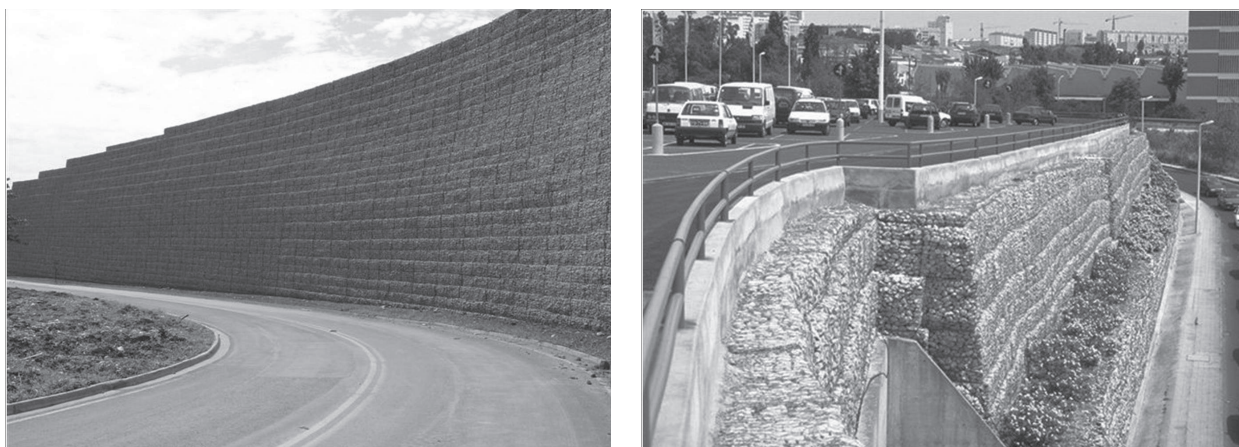


Figura 3.1.4 - Fotografías que ilustran la aplicación en contención de la solución Terramesh® System.

Terramesh® Verde

La solución Terramesh® Verde (figura 3.1.5) consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción, convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen la deformabilidad del macizo.

Tales elementos son constituidos en malla hexagonal de dupla torsión 8x10, alambre 2,70mm, revestidos en PVC, asociados a un paramento frontal plano e inclinado (en general 70º) compuesto por la misma malla, reforzado con varillas de acero, revestido en su faz posterior por una malla electrosoldada, una geomanta MacMat® o una Biomanta BioMac®, y sustentados por dos elementos metálicos en forma de “mano francesa”.

La solución Terramesh® Verde puede ser utilizada en cualquier caso de contención o estabilización de taludes. Principalmente indicada en regiones con escasez de piedra, o cuando se desea un paramento externo con cobertura vegetal (Figura 3.1.6).

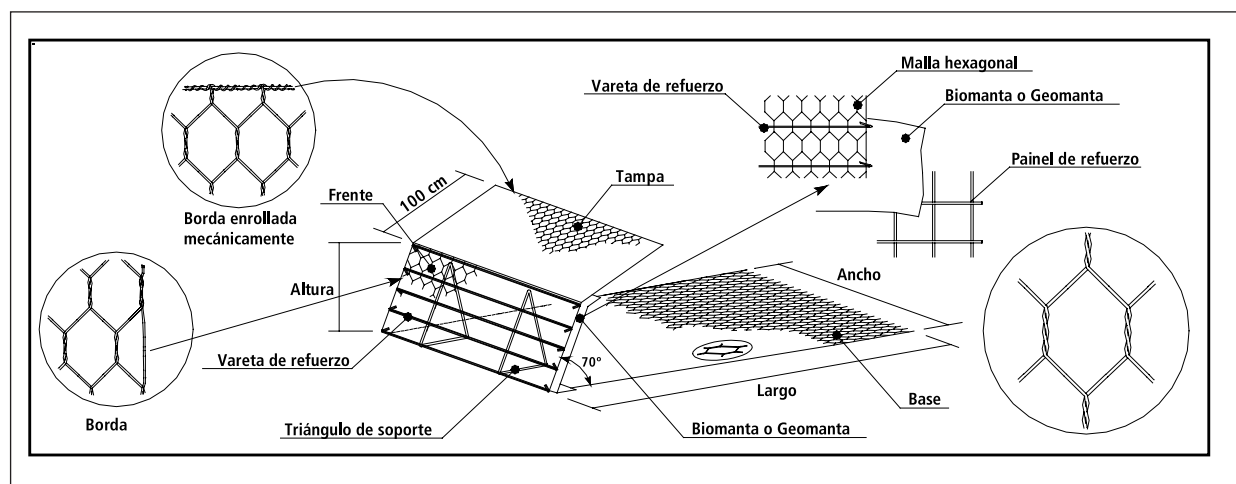


Figura 3.1.5 – Esquema de un elemento Terramesh® Verde.



Figura 3.1.6 – Fotografías de la aplicación en contención de la solución Terramesh® Verde.

Geogrillas MacGrid®

Las geogrillas MacGrid® (Figura 3.1.7) son geosintéticos en forma de malla, constituidos por elementos de alta resistencia a la tracción y bajo alargamiento. La elevada resistencia a tracción de la geogrilla es transmitida al suelo por medio de la alta interacción suelo/geogrilla proporcionada por la abertura de la malla y por la textura rugosa de las geogrillas.

Las geogrillas MacGrid® pueden ser utilizadas como refuerzo secundario en las estructuras construidas por medio del sistema Terramesh® Grid, o como refuerzos principales en estructuras en suelo sobrecartado, donde, además de actuar como elemento resistente a la tracción, son también responsables por el desarrollo de un paramento frontal, mediante sobrecartamiento de gálibos o formas, y su posterior cobertura por concreto proyectado o similar. Presentan dos categorías definidas como tejidas y soldadas, diferentes básicamente por sus respectivos pro-

cesos de fabricación y por las resistencias comerciales disponibles: las geogrillas MacGrid® WG varían de 40kN/m a 150 kN/m de resistencia nominal y las MacGrid® BG varían de 200kN/m a 600 kN/m.

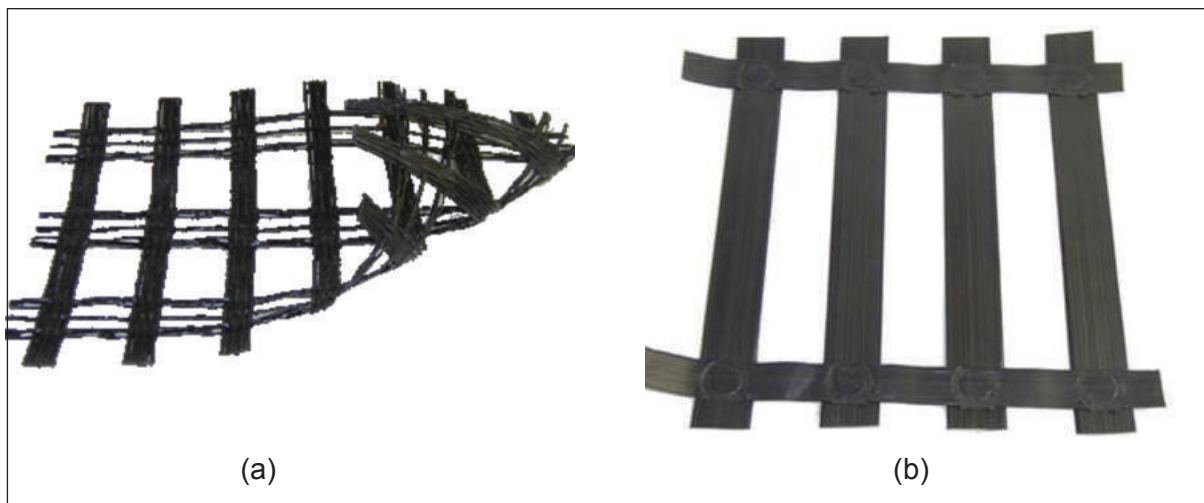


Figura 3.1.7 – Geogrillas MacGrid®. a) Geogrilla tejida MacGrid® WG; b) Geogrilla soldada MacGrid® BG.

Terramesh® Grid

La solución Terramesh®Grid (figura 3.1.8) consiste en la introducción de elementos resistentes a tracción, convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen la deformabilidad del macizo. Tales elementos son constituidos por las geogrillas MacGrid® asociadas a un paramento frontal formado por elementos Terramesh® System o Verde.

La solución Terramesh® Grid puede ser utilizada en cualquier caso de contención o estabilización de taludes, principalmente cuando existe la necesidad de utilización de refuerzos de alta resistencia, como en casos de estructuras extremadamente elevadas o apoyadas sobre suelos de baja capacidad de soporte.

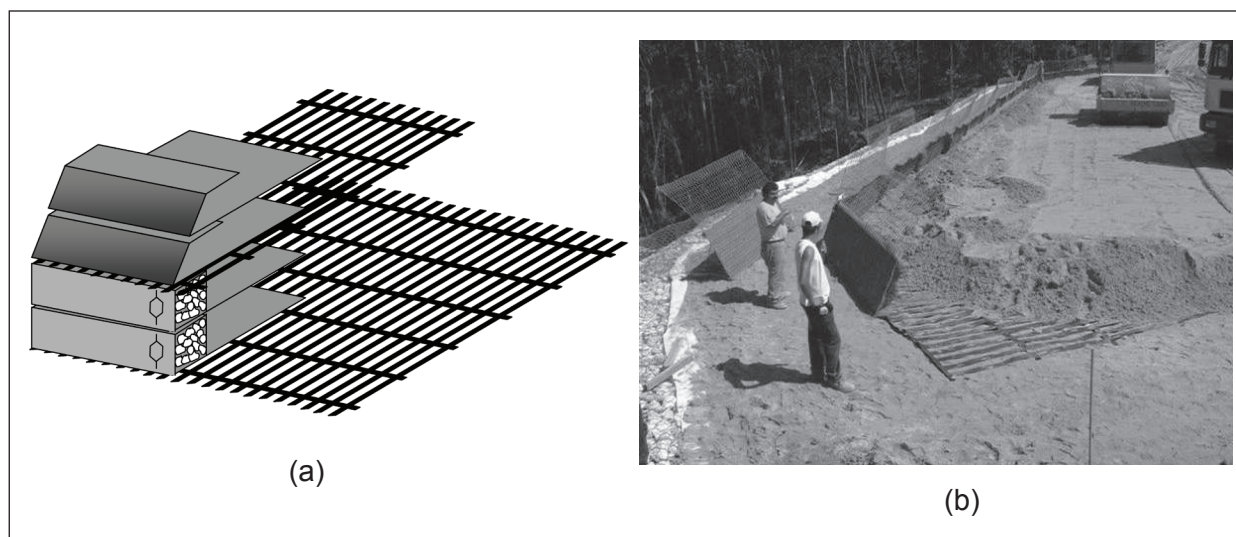


Figura 3.1.8 – a) Esquema que ilustra la solución Terramesh® Grid; b) foto de la aplicación en contención de la solución Terramesh® Grid.

MacWall®

La solución MacWall® (Figura 3.19) es compuesta por bloques de concreto estructural, intertrabados (Segmental Retaining Wall - SRW), que dispensan cualquier tipo de cemento (trabajan por fricción), apenas utilizando vástagos como guías para su posicionamiento. Actúan como contención a la gravedad, haciendo uso de su elevado peso propio para contener el movimiento del suelo, o actuar conjuntamente con las geogrietas MacGrid®, trabajando como estructuras de contención en suelo reforzado.

La solución MacWall® es principalmente indicada cuando se desea un paramento frontal en bloques de concreto, con motivo visual/arquitectónico, y en situaciones de mayor simplicidad geotécnica, en que la contención no presentará alturas muy elevadas (salvo cuando aplicada en conjunto con las geogrietas MacGrid®, cuyo dimensionamiento podrá permitir alcanzar mayores alturas).



Figura 3.1.9 – Fotos de la aplicación en contención de la solución MacWall®.

MacForce®

La solución MacForce® (figura 3.1.10) consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción, convenientemente orientados, limitados por un paramento frontal vertical en concreto. Los refuerzos de la solución MacForce® son compuestos geotiras ParaLink®, de elevada resistencia a tracción y bajo alargamiento, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen la deformabilidad del macizo, por medio de la interacción suelo/geosintético, proporcionada por la textura y rugosidad de esos elementos.



Figura 3.1.10 – Tomadas de la aplicación en contención de la solución MacForce®.

3.1.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Metodología de cálculo para soluciones Terramesh®

A seguir será demostrada la metodología de cálculo para la verificación de una estructura en suelo reforzado Terramesh® System, teniendo como principal fuente de datos las características intrínsecas a esta solución.

En el dimensionamiento de estructuras de contención, los empujes laterales de suelo son los elementos más significativos para un análisis de estabilidad, generados por el peso propio del suelo o por las sobrecargas aplicadas sobre él.

Los empujes pueden ser de tres tipos bien distintos: activo, pasivo y en reposo, pero en caso del análisis de estructuras de contención los empujes relevantes desde un punto de vista de proyecto son el activo y el pasivo. A fin de entender claramente la actuación de cada uno de esos esfuerzos, se puede definir:

Empuje Activo: Es la presión límite entre el suelo y el muro, producida cuando hay una tendencia de disloque en el sentido de “expandir” el suelo horizontalmente.

Empuje Pasivo: Es la presión límite entre el suelo y el muro, producida cuando hay una tendencia de disloque en el sentido de “comprimir” el suelo horizontalmente.

Considerando que la estructura de contención funciona como un paramento que confina el suelo, tenemos que la situación más crítica ocurrirá cuando haya el mínimo disloque de ese paramento y la máxima movilización de la resistencia del suelo, o sea, la situación en que ocurre la aplicación del empuje activo sobre el muro. Existen varios métodos para la determinación del empuje, entre ellos:

Método de Rankine;
Método de Coulomb;
Análisis del equilibrio límite;
Métodos numéricos.

De entre los métodos citados, el análisis del equilibrio límite se destaca por el hecho de utilizar parámetros conocidos y de fácil determinación, además de abarcar las limitaciones de los métodos de Rankine y de Coulomb.

El método del equilibrio límite consiste en la consideración de varias posiciones para la posible superficie de ruptura, y para cada una de ellas se determina el valor del empuje por el equilibrio de fuerzas (figuras 3.1.11a e 3.1.11b). Con eso es posible determinar la posición crítica de la superficie de ruptura y el empuje máximo correspondiente (figura 3.1.11c).

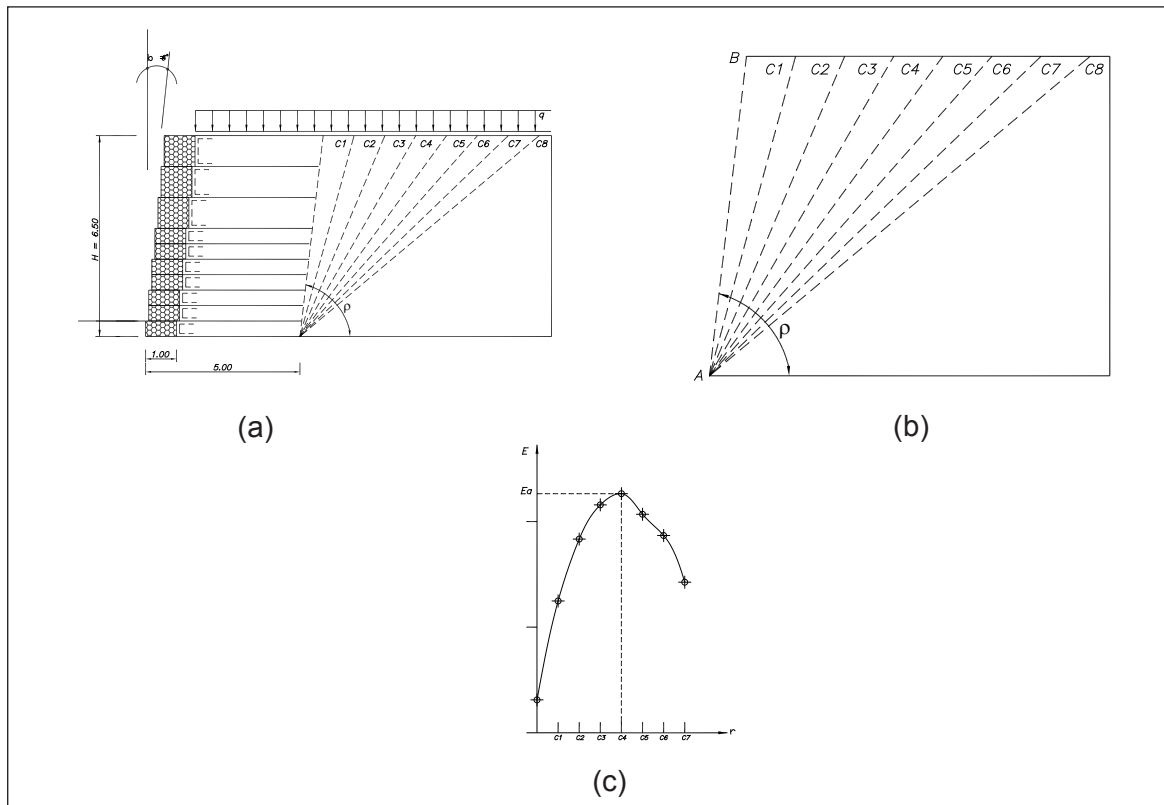


Figura 3.1.11 – a) Determinación del empuje por equilibrio límite; b) posibles superficies de ruptura determinadas a partir del punto B; c) gráfico del empuje por el ángulo de variación de la superficie con la horizontal, que ilustra la determinación del empuje activo máximo.

Para se determinar el ángulo crítico (f_{crit}), según el máximo empuje activo actuante sobre la estructura, deberá ser respetado el equilibrio de fuerzas de acuerdo con el diagrama mostrado en la figura 3.1.12.

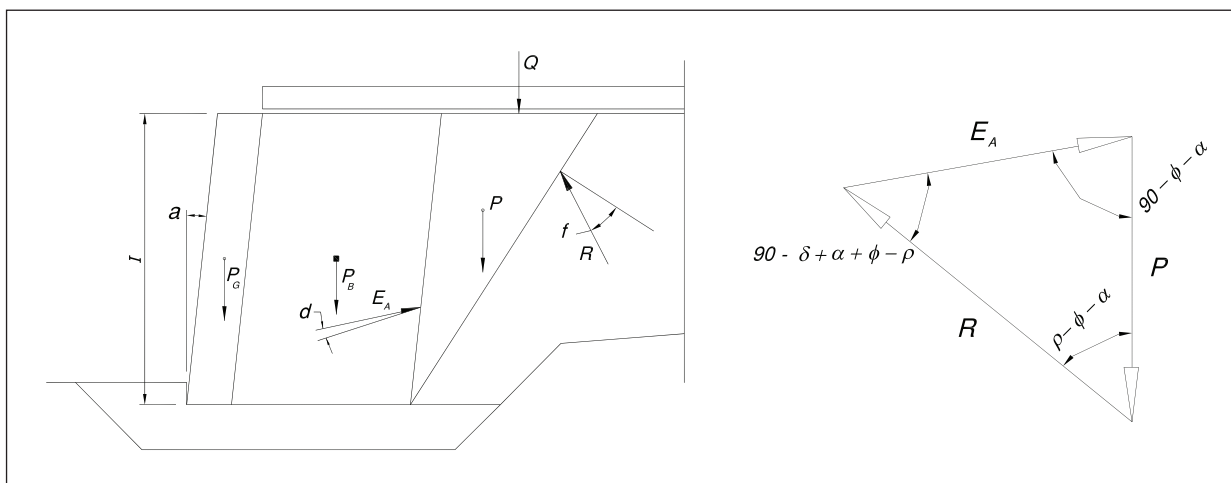


Figura 3.1.12 – a) Determinación del ángulo crítico según el equilibrio de fuerzas; b) Diagrama de cuerpo libre.

A partir del equilibrio de fuerzas es posible obtener la siguiente ecuación:

$$E_a = (P + Q) \frac{\text{sen}(\rho - \phi)}{\cos(\alpha + \rho - \delta - \phi)} \quad (3.1.1)$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción del suelo;

α = inclinación del paramento frontal de la estructura;

δ = ángulo de fricción entre el arrimo y el suelo del terraplén (ver tabla 3.1.1).

Tabla 3.1.1 – Ángulos de fricción entre el arrimo y el suelo del terraplén para varios tipos de muro.

Muros de paredes lisas	$\delta = \frac{1}{3}\phi$
Muros de paredes ásperas	$\delta = \frac{2}{3}\phi$
Muros de paredes rugosas	$\delta = \frac{3}{4}\phi$

El valor de r (ángulo de la superficie de ruptura en relación a la horizontal – ángulo crítico) varía en función del segmento BC seleccionado, en el triángulo ABC (figura 3.1.11b). Lo mismo aconteciendo con el valor de P (peso de la masa de suelo), que varía de acuerdo con el área de ese triángulo.

A partir de esas consideraciones es posible obtener las siguientes ecuaciones:

$$P = \gamma \cdot \frac{H \cdot \overline{BC}}{2} \quad (3.1.2)$$

$$\rho = \arctan \left(\frac{H}{\overline{BC} + H \cdot \tan \alpha} \right) \quad (3.1.3)$$

Em que:

H = altura de la estructura (m);

γ = peso específico del solo (kN/m^3).

En el análisis propuesto, se estima la presencia de una sobrecarga uniformemente distribuida sobre el terraplén, que, por el método del equilibrio límite, debe ser adicionada al peso de la

cuña de suelo formada por la superficie de ruptura y por la porción de la carga distribuida que se encuentra sobre ella (figuras 3.1.13a e 3.1.13b).

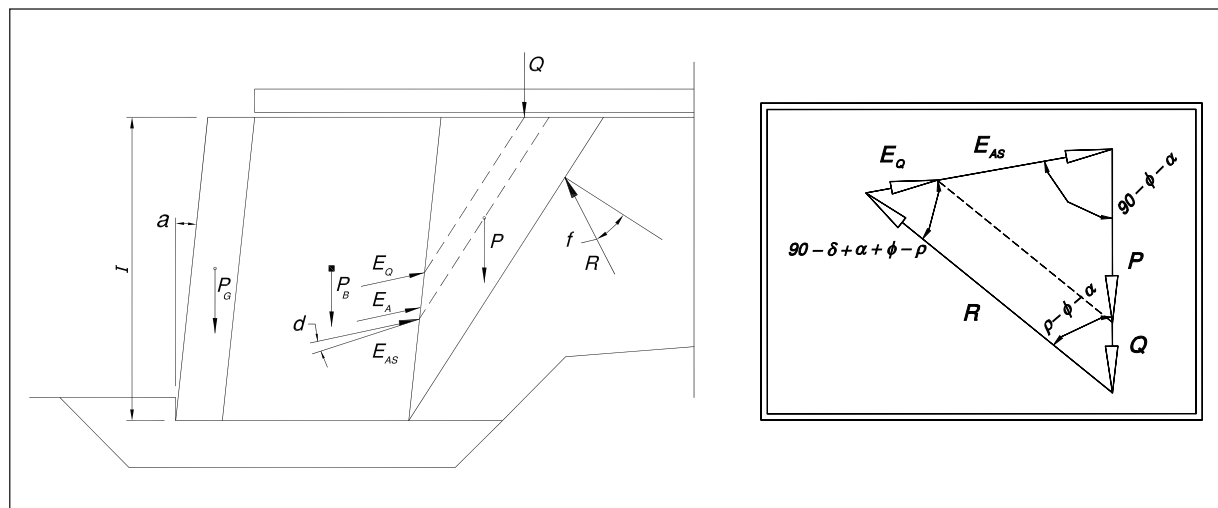


Figura 3.1.13 – a) Inserción de la carga al equilibrio de fuerzas del sistema; b) Diagrama de cuerpo libre con la inserción de la carga.

Aquí, el punto de aplicación del empuje puede ser obtenido separándose el efecto del suelo del efecto de la sobrecarga. Por medio de líneas paralelas a la superficie de ruptura, una pasando por el centro de gravedad de la masa de suelo y la otra por el punto de aplicación de la fuerza resultante de la carga distribuida, se obtiene el punto de aplicación del empuje debido al suelo y la carga, respectivamente. (Figura 3.1.13a.)

A partir del punto de aplicación del empuje debido a la carga y al suelo es posible, mediante una media ponderada, determinar el punto de aplicación del empuje activo resultante.

Con relación al empuje pasivo, su contribución ocurrirá en casos donde la estructura se presente engastada, pero deberá ser empleado con criterio, pues si su valor entra como contribuyente a la estabilización de la estructura de contención, su presencia deberá ser asegurada a lo largo del tiempo. Eso porque, en casos donde ese engaste accidentalmente sea removido, habrá comprometimiento de la estabilidad de la estructura de contención.

Como el empuje pasivo, en general, corresponde a solicitaciones muy inferiores a aquéllas de los empujes activos, se admite la utilización de métodos más simples (Rankine) para su determinación, sin el comprometimiento de los resultados:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

(3.1.4)

Donde:

K_p = es el coeficiente de empuje pasivo, determinado según la siguiente ecuación;

H = altura del engastamiento.

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

(3.1.5)

Con la componente del empuje activo actuante, su valor y posición, es posible realizar las verificaciones externas en cuanto a la estabilidad de la estructura:

- Verificación contra el deslizamiento.
- Verificación contra el vuelco.
- Presiones aplicadas a la fundación.

Verificación contra el deslizamiento

La estructura tiene una tendencia a deslizarse hacia la fundación sobre la cual está apoyada, en el sentido del cargamento, debido a la aplicación del empuje activo (figura 3.1.14). En ese caso habrá una fuerza resistente disponible actuante en la base de la estructura contraria a tal movimiento, proveniente del peso propio de la estructura y de la fricción de su base con el suelo, que puede ser sumada a la componente del empuje pasivo, caso la estructura esté engastada, a fin de contraponer el deslizamiento.

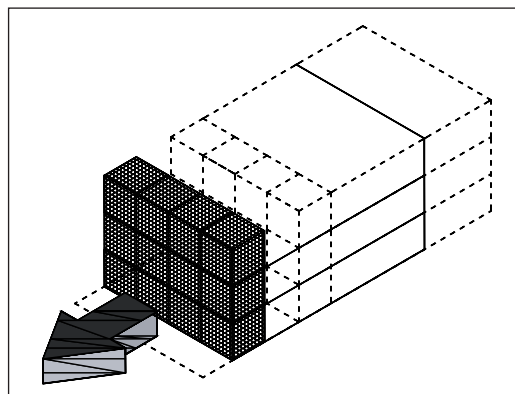


Figura 3.1.14 – Deslizamiento del bloque reforzado sobre el plano de apoyo.

La fuerza resistente disponible es definida como:

$$T = N \cdot \tan \delta^*$$

(3.1.6)

Donde:

δ = ángulo de fricción entre suelo de fundación y la base de la estructura;

N = componente normal al sistema de fuerzas, determinada por la ecuación.

$$N = W + q \cdot L + E_a \cdot \sin(\delta - \alpha)$$

(3.1.7)

Donde:

L = largura de refuerzo de la estructura de contención;

W = peso propio del bloque reforzado (paramento frontal + masa de suelo reforzado);

q = carga distribuida sobre el terraplén.

Para una estructura en suelo reforzado es posible adoptar $\delta^* = \phi$ (ángulo de fricción del suelo de fundación) y obtener el valor de la fuerza resistente disponible T.

Con todas las fuerzas actuantes en el sistema, se puede definir el factor de seguridad contra el deslizamiento, como siendo la razón entre la suma de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes del sistema.

Suma de las fuerzas estabilizantes: $\Sigma F_{est} = T + E_p$

Suma de las fuerzas desestabilizantes: $\Sigma F_{des} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha)$

Factor de seguridad contra el deslizamiento: $FS = \Sigma F_{est} / \Sigma F_{des}$

Verificación contra el volteo

El vuelco de la estructura de contención podrá ocurrir cuando el bloque reforzado presente la tendencia a hacer la rotación con relación a un punto de giro (A) posicionado en la parte frontal inferior de la estructura (figura 3.1.15), o sea, el momento del empuje activo en cuanto al punto "A" situado al pie del muro supera el valor del momento del peso propio de la estructura sumado al momento del empuje pasivo. Ese tipo de análisis considera el bloque de suelo reforzado como un macizo rígido, y como si la fundación no se deformase en el momento del giro. Eso en verdad no ocurre porque, para que haya una rotación del bloque reforzado, es necesario que la fundación entre en colapso debido a las cargas aplicadas.

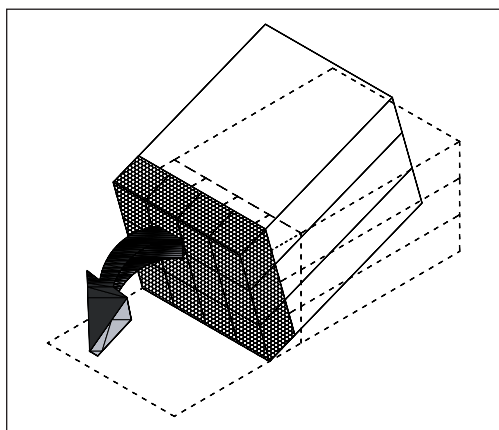


Figura 3.1.15 – Giro del bloque reforzado en relación a un punto fijo.

Se define factor de seguridad contra el volteo como la razón entre la suma de los momentos estabilizantes y aquellos desestabilizantes determinados en relación al punto “A”, llamado “fulcro de volteo” (figura 3.1.15). Para determinar los brazos de giro de las fuerzas actuantes sobre la estructura, es necesario conocer al punto de aplicación de cada una de ellas, en general el centro de gravedad.

Suma de los momentos estabilizantes:

$$\Sigma M_{\text{est}} = P_G \cdot X_G + P_B \cdot X_B + E_a \cdot \sin(\delta - \alpha) \cdot X_{Ea} + q \cdot L \cdot X_Q + E_p \cdot y_{Ep}$$

(3.1.8)

Donde:

P_G = peso del paramento frontal (elementos Terramesh®);

X_G = coord. X del centro de gravedad del paramento frontal;

P_B = peso del macizo de suelo reforzado;

X_B = coord. X del centro de grav. del macizo de suelo reforzado;

X_{Ea} = coord. X del punto de aplicación do empuje activo;

q = carga distribuida;

L = largura del refuerzo;

X_Q = coord. X de la resultante de la carga distribuida en los refuerzos;

E_p = empuje pasivo;

y_{Ep} = coord. Y del punto de aplicación del empuje pasivo.

Suma de los momentos desestabilizantes:

$$\Sigma M_{\text{inst}} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot y_{Ea}$$

Donde, y_{Ea} es la coordenada Y del punto de aplicación del empuje activo.

Factor de seguridad contra el volteo

$$FS = \Sigma_{M_{est}} / \Sigma_{M_{inst}}$$

Presiones aplicadas a la fundación

Esta verificación es necesaria para analizar las presiones que son aplicadas en la fundación por la estructura de arrimo. Las presiones no deben pasar el valor de capacidad de carga del suelo de fundación, evitando su colapso (figura 3.1.16).

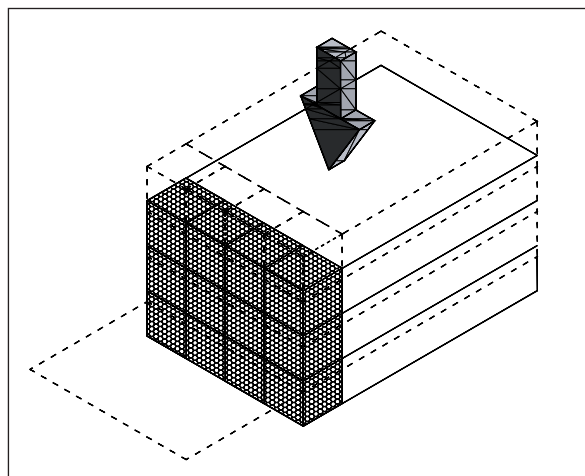


Figura 3.1.16 – Presión del bloque de refuerzo aplicado sobre la fundación.

Conforme el equilibrio de momentos actuantes sobre la estructura de contención, se puede determinar el punto de aplicación de la fuerza normal “N”.

$$e = B / 2 - [(M_{est}) - (M_{desest})] / N \quad (3.1.9)$$

Esta fuerza normal es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de arrimo. Para que tales presiones sean determinadas, su forma de distribución debe ser conocida. En caso de estructura en suelo reforzado, se puede admitir una distribución de presión constante, debido al hecho de poseer una fundación flexible y pasible de soportar pequeñas deformaciones. Por tanto, se determina la base sobre la cual actuará esa presión según las siguientes condiciones:

$$\begin{array}{ll} B_r = B & e < 0 \\ B_r = B - 2.e & e > 0 \end{array}$$

Entonces es posible calcular la presión media equivalente (pmeq) actuante en la fundación, por

$$p_{\text{meq}} = N / B_r \quad (3.1.10)$$

la ecuación:

De la presión última que soporta el suelo de fundación, se determina el factor de seguridad, que será la relación entre la presión última y la presión media equivalente generada por la estructura:

$$FS = p_u / p_{\text{meq}} \quad (3.1.11)$$

Verificación de la estabilidad interna

En análisis de estructuras en suelo reforzado pueden ocurrir solicitaciones internas, impuestas a los refuerzo, superiores a aquellas que los mismos pueden soportar ocasionándoles la ruptura o arrancamiento de la masa de suelo resistente, por insuficiencia de anclaje.

Para que eso no ocurra el valor de la tensión máxima actuante $T_{\text{máx}}$ no deberá ser superior al menor valor esperado para la resistencia de proyecto del geosintético T_d (teniendo en cuenta los debidos factores de reducción). De igual manera, debe existir un valor mínimo de anclaje del refuerzo en la llamada zona resistente, para que el mismo nivel de tensión sea movilizado por fricción y adhesión entre suelo y refuerzo y no ocurra su arrancamiento. Tales mecanismos pueden ser controlados mediante la correcta especificación de los espaciamientos entre los refuerzos y las larguras de anclaje apropiados.

De entre los varios métodos existentes, será abordado el método de Janbu simplificado, que en verdad es un método utilizado en el análisis de estabilidad de taludes, pero puede ser empleado en el análisis interno de un macizo reforzado. Conceptualmente, se pueden considerar superficies no circulares de resbalamiento divididas en varias dovelas cruzando el bloque de refuerzo (figura 3.1.17). Las dovelas que tengan la contribución del refuerzo tendrán una componente horizontal que será el menor valor entre la fuerza de anclaje del refuerzo y su resistencia de proyecto. Ese método determinará iterativamente cuál es la superficie crítica de ruptura, y con esto su factor de seguridad mínimo.

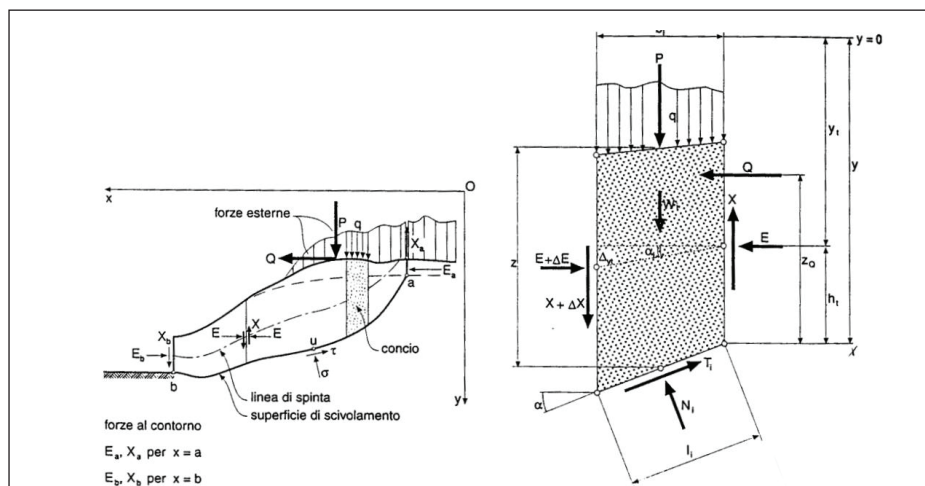


Figura 3.1.17 – Fuerzas actuantes en la dovela.

La opción por el método de Janbu se debe al hecho de que es uno de los más indicados para análisis de suelos reforzados, pues emplea el equilibrio de fuerzas y no el de momentos. Esto es bastante aceptable, desde un punto de vista matemático, teniendo en vista que los refuerzos no entran en el proceso iterativo de análisis y que su aplicación se da en el medio de la base de la dovela (momento cero hacia el centro), siendo el más indicado para el cálculo de equilibrio estático.

Janbu recomienda que el factor de seguridad obtenido del equilibrio de fuerzas deba ser multiplicado por un factor de corrección f_o que está relacionado a la profundidad y al largo de la superficie de ruptura, como mostrado en la figura 3.1.18.

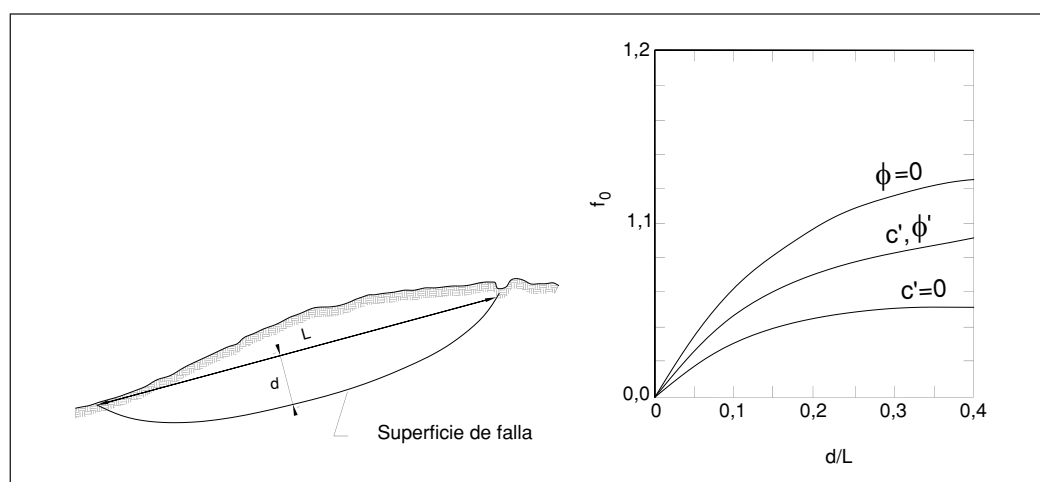


Figura 3.1.18 – Factor de corrección para superficie no circular.

El factor de seguridad en cuanto a la ruptura puede ser obtenido de la siguiente relación:

$$FS = f_o \frac{\sum \left[b \cdot c + (W - u \cdot b) \tan \phi \frac{1}{N_{(\alpha)}} \right]}{\sum W \tan \alpha} \quad (3.1.12)$$

$$N_{(\alpha)} = \cos^2 \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi}{FS} \right)$$

Como FS aparece en ambas ecuaciones, el cálculo del factor de seguridad es hecho iterativamente, de la siguiente manera:

- se toma para FS del segundo término de la ecuación un valor aproximado (por ejemplo, obtenido por el método de Fellenius), y se recalcula el segundo miembro de la fórmula;
- si el valor obtenido para FS, en el primer término de la ecuación, difiere mucho del valor aproximado, se repite el cálculo hasta que el valor obtenido para FS sea aproximadamente igual al asumido.

Entre las figuras 3.1.19a y 3.1.19d está ilustrada la construcción de un macizo de suelo compactado con elevada inclinación, en que ocurre movimiento de masa debido a falla por cisalla-

miento del suelo. De ahí surge la necesidad de estabilización de ese terraplén con la utilización del sistema Terramesh® System, cuyo análisis de estabilidad del macizo de suelo compactado se da por la utilización de los refuerzos en elementos Terramesh® System por capas, en que la fuerza $T = T_d$ define la resistencia correspondiente a esos elementos de refuerzo. (Figura 3.1.19e.)

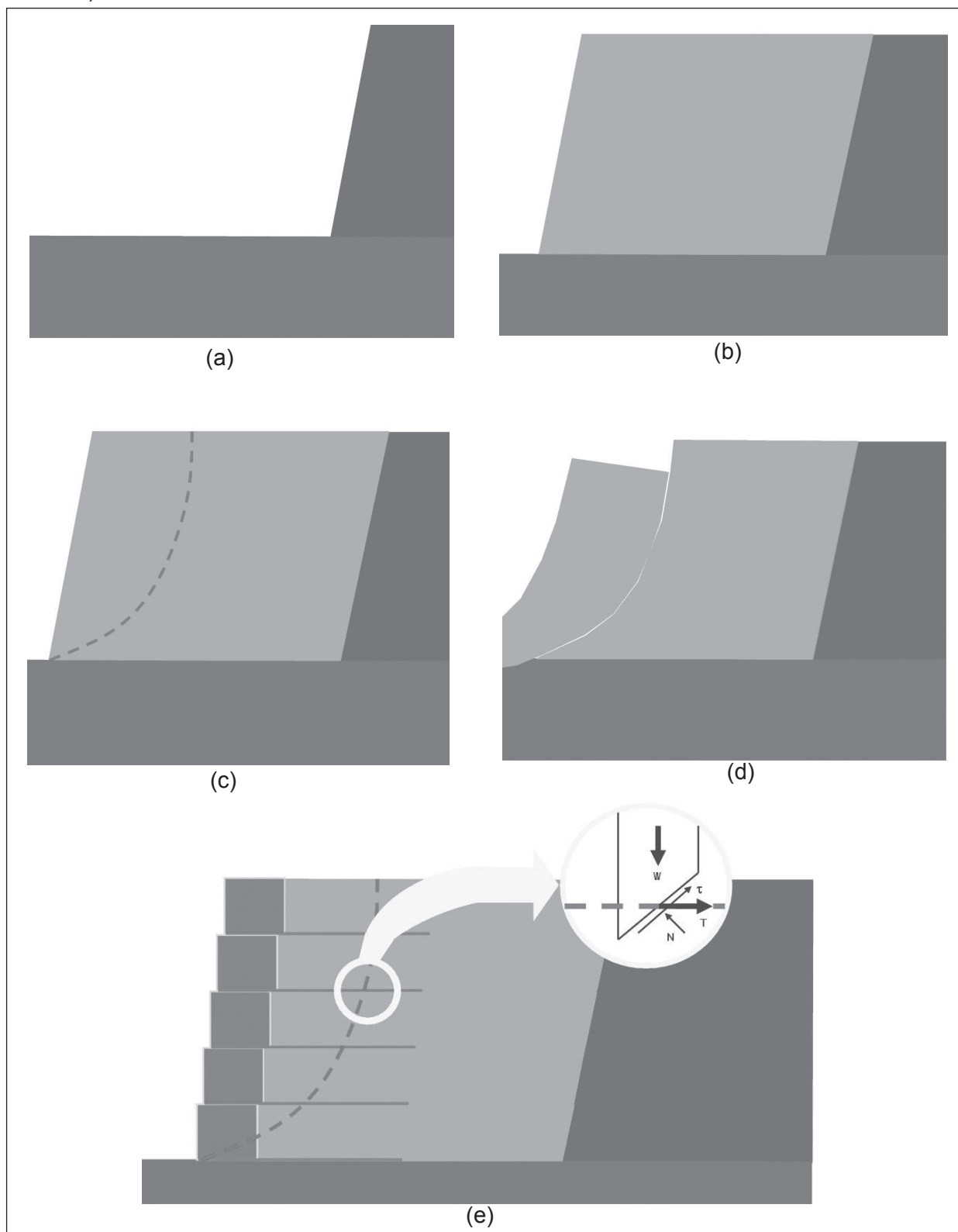


Figura 3.1.19 – Caso práctico de estabilidad con refuerzo. a) Talud que define el área a ser enterrada; b) terraplén compactado con fuerte inclinación; c) superficie crítica de ruptura; d) movimiento de masa debido a falla por cisallamiento del suelo; e) estabilización del macizo de suelo compactado con refuerzos en capas; la fuerza $T = T_d$ define la resistencia correspondiente a los elementos de refuerzo.

Verificación de la estabilidad global

El análisis de estabilidad global se refiere a la estabilidad del bloque reforzado como un todo, o sea, la superficie crítica engloba todo el macizo reforzado y parte de su fundación según una superficie circular. Se puede utilizar también en este caso la metodología de Janbu, pero buscando simplificar aún más el caso será utilizado el método de Bishop simplificado, que, a ejemplo del método de Janbu, también presenta la variable FS como pasible de análisis iterativa, necesitando un valor inicial aproximado como punto de partida para el análisis, diferente apenas por la consideración de superficies circulares.

El factor de seguridad en cuanto a la ruptura global puede ser obtenido de las siguientes relaciones:

$$FS = \frac{\sum \left[(bc + W - ub) \tan \phi \frac{1}{M_{(\alpha)}} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (3.1.13)$$

$$M_{(\alpha)} = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi}{FS} \right)$$

Donde:

b = ancho de la lamela;

c = coesión;

u = poropresión de la lamela.

Metodología de cálculo para soluciones MacWall®

A seguir será demostrada la metodología de cálculo para la verificación de una estructura en suelo reforzado con paramento frontal en bloques intertrabados, MacWall®, teniendo como principal fuente de datos las características intrínsecas a esta solución.

En el dimensionamiento de estructuras de contención, los empujes laterales de suelo son los elementos más significativos para un análisis de estabilidad, generados por el peso propio del suelo o por las sobrecargas aplicadas sobre él.

Los empujes pueden ser de tres tipos bien distintos: activo, pasivo y en reposo, pero en caso del análisis de estructuras de contención los empujes relevantes desde un punto de vista de proyecto son el activo y el pasivo. A fin de entender claramente la actuación de cada uno de esos esfuerzos, se puede definir:

Empuje Activo: Es la presión límite entre el suelo y el muro, producida cuando hay una tendencia de disloque en el sentido de “expandir” el suelo horizontalmente.

Empuje Pasivo: Es la presión límite entre el suelo y el muro, producida cuando hay una tendencia de disloque en el sentido de “comprimir” el suelo horizontalmente.

Considerando que la estructura de contención funciona como un paramento que confina el suelo, tenemos que la situación más crítica ocurrirá cuando haya el mínimo disloque de ese paramento y la máxima movilización de la resistencia del suelo, o sea, la situación en que ocurre la aplicación del empuje activo sobre el muro. Existen varios métodos para la determinación del empuje, entre ellos:

Método de Rankine;
Método de Coulomb;
Análisis del equilibrio límite;
Métodos numéricos.

De entre los métodos citados, el análisis del equilibrio límite se destaca por el hecho de utilizar parámetros conocidos y de fácil determinación, además de abarcar las limitaciones de los métodos de Rankine y de Coulomb.

El método del equilibrio límite consiste en la consideración de varias posiciones para la posible superficie de ruptura, y para cada una de ellas se determina el valor del empuje por el equilibrio de fuerzas (figuras 3.1.20a e 3.1.20b). Con eso es posible determinar la posición crítica de la superficie de ruptura y el empuje máximo correspondiente (figura 3.1.20c).

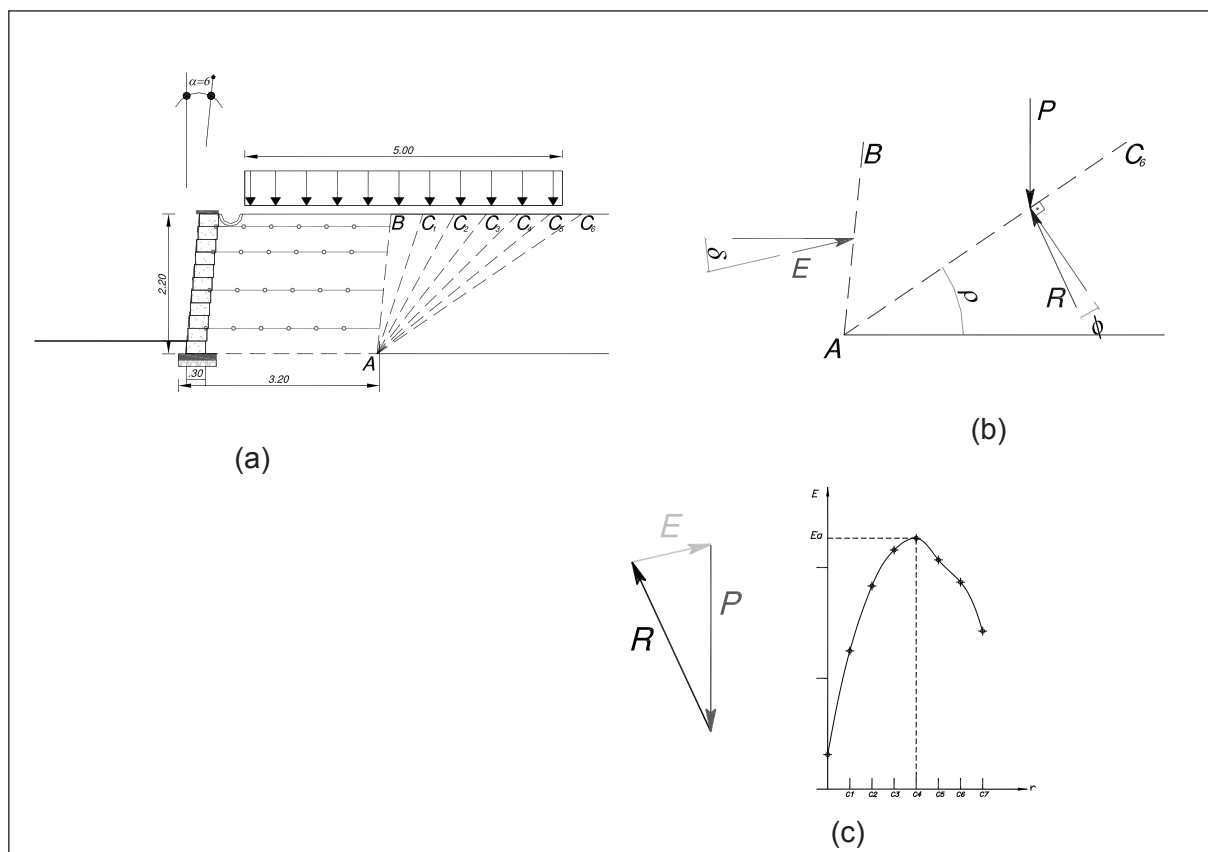


Figura 3.1.20 – a) Determinación del empuje por equilibrio límite; b) posibles superficies de ruptura determinadas a partir del punto B; c) gráfico del empuje por el ángulo de variación de la superficie con la horizontal, que ilustra la determinación del empuje activo máximo.

Para se determinar el ángulo crítico (f_{crit}), según el máximo empuje activo actuante sobre la estructura, deberá ser respetado el equilibrio de fuerzas de acuerdo con el diagrama mostrado en la figura 3.1.12.

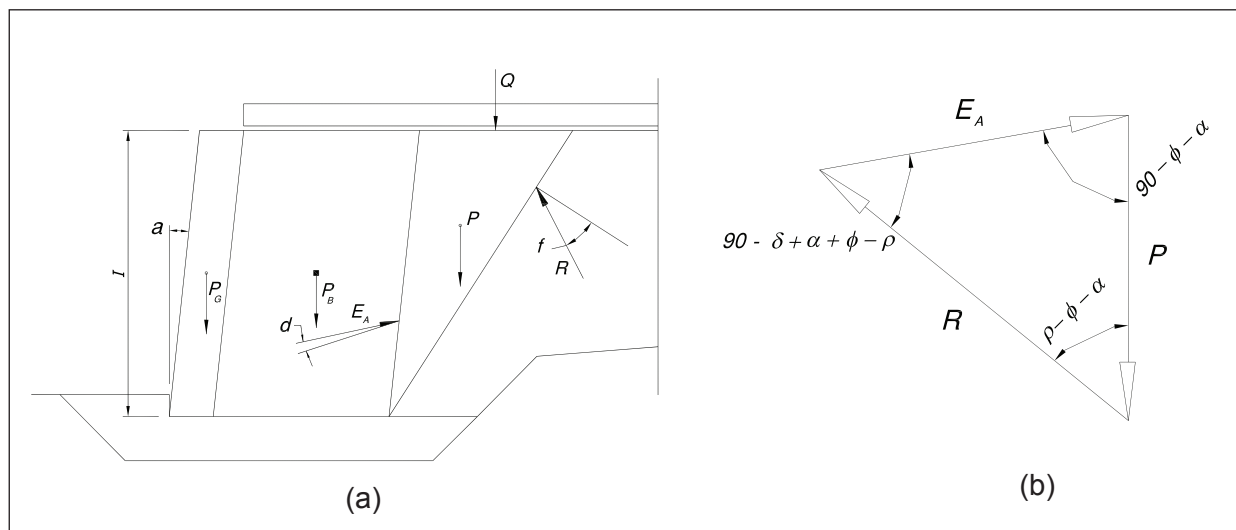


Figura 3.1.12 – a) Determinación del ángulo crítico según el equilibrio de fuerzas; b) Diagrama de cuerpo libre.

A partir del equilibrio de fuerzas es posible obtener la siguiente ecuación: (E_a):

$$E_a = (P + Q) \frac{\sin(\rho - \phi)}{\cos(\alpha + \rho - \delta - \phi)} \quad (3.1.14)$$

Donde:

ϕ - ángulo de fricción del suelo;

α - inclinación del paramento frontal de la estructura;

δ - ángulo de fricción entre el arrimo y el suelo del terraplén (ver tabla 3.1.2).

Tabla 3.1.2 – Ángulos de fricción entre el arrimo y el suelo del terraplén para varios tipos de muro.

Muros de paredes lisas	$\delta = \frac{1}{3}\phi$
Muros de paredes ásperas	$\delta = \frac{2}{3}\phi$
Muros de paredes rugosas	$\delta = \frac{3}{4}\phi$

El valor de r (ángulo de la superficie de ruptura en relación a la horizontal – ángulo crítico) varía en función del segmento BC seleccionado, en el triángulo ABC (figura 3.1.20b). Lo mismo aconteciendo con el valor de P (peso de la masa de suelo), que varía de acuerdo con el área de ese triángulo.

A partir de esas consideraciones es posible obtener las siguientes ecuaciones:

$$P = \gamma \cdot \frac{H \cdot \overline{BC}}{2} \quad (3.1.15)$$

$$\rho = \arctan \left(\frac{H}{\overline{BC} + H \cdot \tan \alpha} \right) \quad (3.1.16)$$

Donde:

H = altura de la estructura (m);

γ = peso específico del suelo (kN/m^3).

En el análisis propuesto, se estima la presencia de una sobrecarga uniformemente distribuida sobre el terraplén, que, por el método del equilibrio límite, debe ser adicionada al peso de la cuña de suelo formada por la superficie de ruptura y por la porción de la carga distribuida que se encuentra sobre ella (figuras 3.1.22a e 3.1.22b).

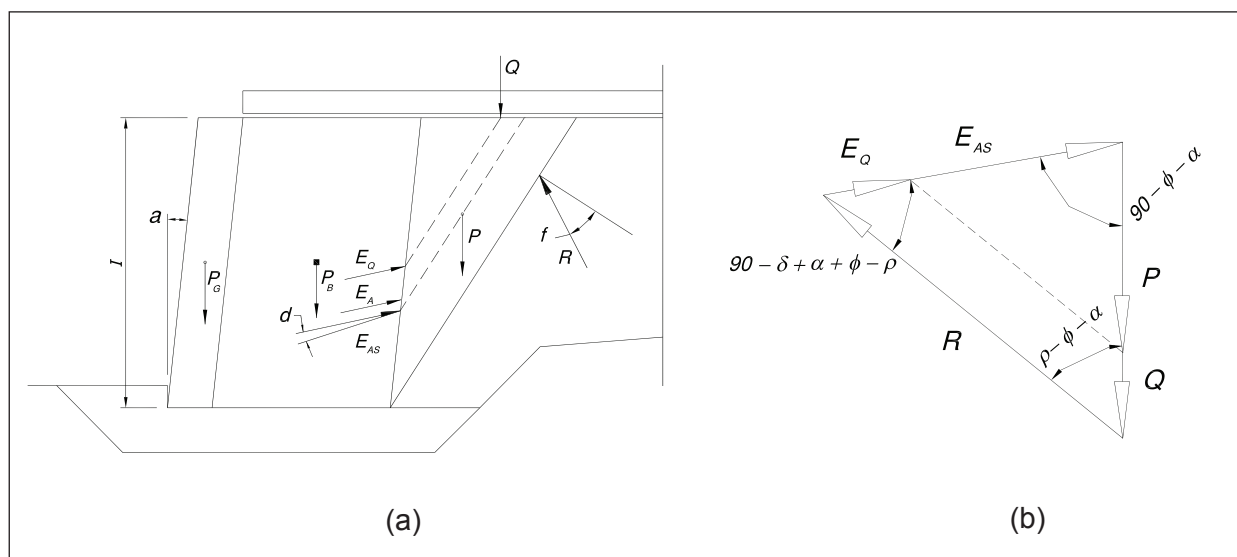


Figura 3.1.22 – a) Inserción de la carga al equilibrio de fuerzas del sistema; b) Diagrama de cuerpo libre con la inserción de la carga.

Aquí, el punto de aplicación del empuje puede ser obtenido separándose el efecto del suelo del efecto de la sobrecarga. Por medio de líneas paralelas a la superficie de ruptura, una pasando por el centro de gravedad de la masa de suelo y la otra por el punto de aplicación de la fuerza resultante de la carga distribuida, se obtiene el punto de aplicación del empuje debido al suelo y la carga, respectivamente. (Figura 3.1.22a.)

A partir del punto de aplicación del empuje debido a la carga y al suelo es posible, mediante una media ponderada, determinar el punto de aplicación del empuje activo resultante.

Con relación al empuje pasivo, su contribución ocurrirá en casos donde la estructura se presente engastada, pero deberá ser empleado con criterio, pues si su valor entra como contribuyente a la estabilización de la estructura de contención, su presencia deberá ser asegurada a lo largo del tiempo. Eso porque, en casos donde ese engaste accidentalmente sea removido, habrá comprometimiento de la estabilidad de la estructura de contención.

Como el empuje pasivo, en general, corresponde a solicitaciones muy inferiores a aquéllas de los empujes activos, se admite la utilización de métodos más simples (Rankine) para su determinación, sin el comprometimiento de los resultados:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (3.1.17)$$

Donde:

K_p es el coeficiente de empuje pasivo, determinado según la siguiente ecuación:

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.1.18)$$

Con la componente del empuje activo actuante, su valor y posición, es posible realizar las verificaciones externas en cuanto a la estabilidad de la estructura:

- Verificación contra el deslizamiento.
- Verificación contra el volteo.
- Presiones aplicadas a la fundación.

Verificación contra el deslizamiento

La estructura tiene una tendencia a deslizarse hacia la fundación sobre la cual está apoyada, en el sentido del cargamento, debido a la aplicación del empuje activo (figura 3.1.23). En ese caso habrá una fuerza resistente disponible actuante en la base de la estructura contraria a tal movimiento, proveniente del peso propio de la estructura y de la fricción de su base con el suelo, que puede ser sumada a la componente del empuje pasivo, caso la estructura esté engastada, a fin de contraponer el deslizamiento.

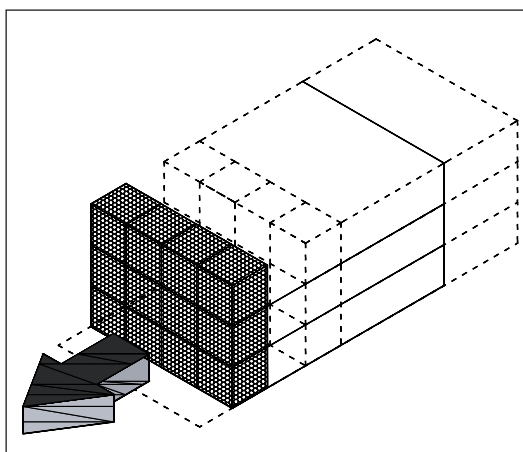


Figura 3.1.23 – Deslizamiento del bloque reforzado sobre el plano de apoyo.

La fuerza resistente disponible es definida como:

$$T = N \cdot \tan \delta^*$$

(3.1.19)

Donde:

δ^* = ángulo de fricción entre suelo de fundación y la base de la estructura;

N = componente normal al sistema de fuerzas, determinada por la ecuación:

$$N = W + q \cdot L + E_a \cdot \sin(\delta - \alpha)$$

(3.1.20)

Donde:

L = largura de refuerzo de la estructura de contención;

W = peso propio del bloque reforzado (paramento frontal + masa de suelo reforzado);

q = carga distribuida sobre el terraplén.

Para una estructura en suelo reforzado es posible adoptar $d^* = f$ (ángulo de fricción del suelo de fundación) y obtener el valor de la fuerza resistente disponible T.

Con todas las fuerzas actuantes en el sistema, se puede definir el factor de seguridad contra el deslizamiento, como siendo la razón entre la suma de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas desestabilizantes del sistema.

Suma de las fuerzas estabilizantes:

$$\Sigma F_{\text{est}} = T + E_p$$

Suma de las fuerzas desestabilizantes:

$$\Sigma F_{\text{des}} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha)$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento:

$$FS = \Sigma F_{\text{est}} / \Sigma F_{\text{des}}$$

Verificación contra o volteo

El tombamiento de la estructura de contención podrá ocurrir cuando el bloque reforzado presente la tendencia a hacer la rotación con relación a un punto de giro (A) posicionado en la parte frontal inferior de la estructura (figura 3.1.24), o sea, el momento del empuje activo en cuanto al punto "A" situado al pie del muro supera el valor del momento del peso propio de la estructura sumado al momento del empuje pasivo. Ese tipo de análisis considera el bloque de suelo reforzado como un macizo rígido, y como si la fundación no se deformase en el momento del giro. Eso en verdad no ocurre porque, para que haya una rotación del bloque reforzado, es necesario que la fundación entre en colapso debido a las cargas aplicadas.

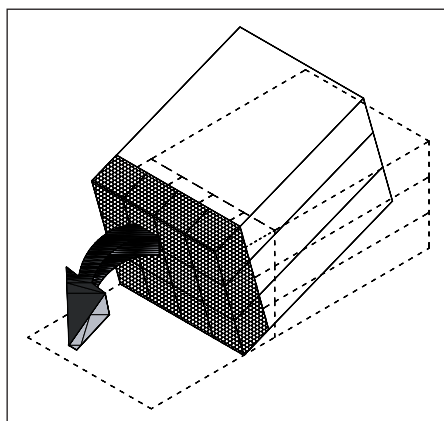


Figura 3.1.15 – Giro del bloque reforzado en relación a un punto fijo.

Se define factor de seguridad contra el volteo como la razón entre la suma de los momentos estabilizantes y aquellos desestabilizantes determinados en relación al punto “A”, llamado “fulcro de volteo” (figura 3.1.24). Para determinar los brazos de giro de las fuerzas actuantes sobre la estructura, es necesario conocer al punto de aplicación de cada una de ellas, en general el centro de gravedad.

Suma de los momentos estabilizantes:

$$\Sigma M_{\text{est}} = P_G \cdot X_G + P_B \cdot X_B + E_a \cdot \sin(\delta - \alpha) \cdot X_{Ea} + q \cdot L \cdot X_Q + E_p \cdot y_{Ep} \quad (3.1.21)$$

Donde:

P_G = peso del paramento frontal (elementos Terramesh®);

X_G = coord. X del centro de gravedad del paramento frontal;

P_B = peso del macizo de suelo reforzado;

X_B = coord. X del centro de grav. del macizo de suelo reforzado;

X_{Ea} = coord. X del punto de aplicación do empuje activo;

q = carga distribuida;

L = largura del refuerzo;

X_Q = coord. X de la resultante de la carga distribuida en los refuerzos;

E_p = empuje pasivo;

y_{Ep} = coord. Y del punto de aplicación del empuje pasivo.

Suma de los momentos desestabilizantes:

$$\Sigma M_{\text{inst}} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot y_{Ea}$$

En que, y_{Ea} es la coordenada Y del punto de aplicación del empuje activo.

Factor de seguridad contra el volteo:

$$FS = S_{Minst} / S_{Minst}$$

Presiones aplicadas a la fundación

Esta verificación es necesaria para analizar las presiones que son aplicadas en la fundación por la estructura de arrimo. Las presiones no deben pasar el valor de capacidad de carga del suelo de fundación, evitando su colapso (figura 3.1.25).

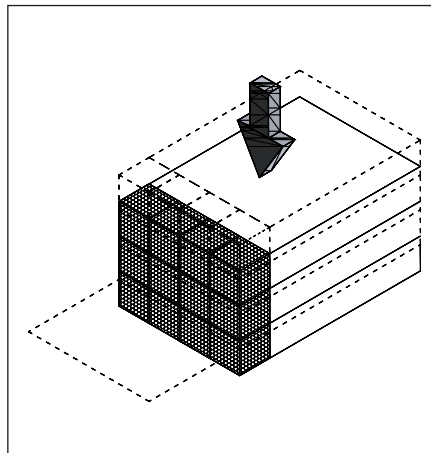


Figura 3.1.25 – Presión del bloque de refuerzo aplicado sobre la fundación.

Conforme el equilibrio de momentos actuantes sobre la estructura de contención, se puede determinar el punto de aplicación de la fuerza normal “N”.

$$e = B / 2 - [(M_{est}) - (M_{desest})] / N$$

(3.1.22)

Esta fuerza normal es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de arrimo. Para que tales presiones sean determinadas, su forma de distribución debe ser conocida. En caso de estructura en suelo reforzado, se puede admitir una distribución de presión constante, debido al hecho de poseer una fundación flexible y pasible de soportar pequeñas deformaciones. Por tanto, se determina la base sobre la cual actuará esa presión según las siguientes condiciones:

$$\begin{array}{ll} B_r = B & e < 0 \\ B_r = B - 2.e & e > 0 \end{array}$$

Entonces es posible calcular la presión media equivalente (p_{meq}) actuante en la fundación, por

$$p_{\text{meq}} = N / B_r \quad (3.1.23)$$

la ecuación:

De la presión última que soporta el suelo de fundación, se determina el factor de seguridad, que será la relación entre la presión última y la presión media equivalente generada por la estructura:

$$FS = p_u / p_{\text{meq}} \quad (3.1.24)$$

Verificación de la estabilidad interna

En análisis de estructuras en suelo reforzado pueden ocurrir sollicitaciones internas, impuestas a los refuerzo, superiores a aquellas que los mismos pueden soportar ocasionándoles la ruptura o arrancamiento de la masa de suelo resistente, por insuficiencia de anclaje.

Para que eso no ocurra el valor de la tensión máxima actuante $T_{\text{máx}}$ no deberá ser superior al menor valor esperado para la resistencia de proyecto del geosintético T_d (teniendo en cuenta los debidos factores de reducción). De igual manera, debe existir un valor mínimo de anclaje del refuerzo en la llamada zona resistente, para que el mismo nivel de tensión sea movilizado por fricción y adhesión entre suelo y refuerzo y no ocurra su arrancamiento. Tales mecanismos pueden ser controlados mediante la correcta especificación de los espaciamientos entre los refuerzos y las larguras de anclaje apropiados.

La metodología aquí adoptada considera una superficie plana de ruptura, inclinada $45^\circ + \phi/2$ con relación a la horizontal, resultando en una distribución del empuje, linealmente creciente con la profundidad (Figura 3.1.26).

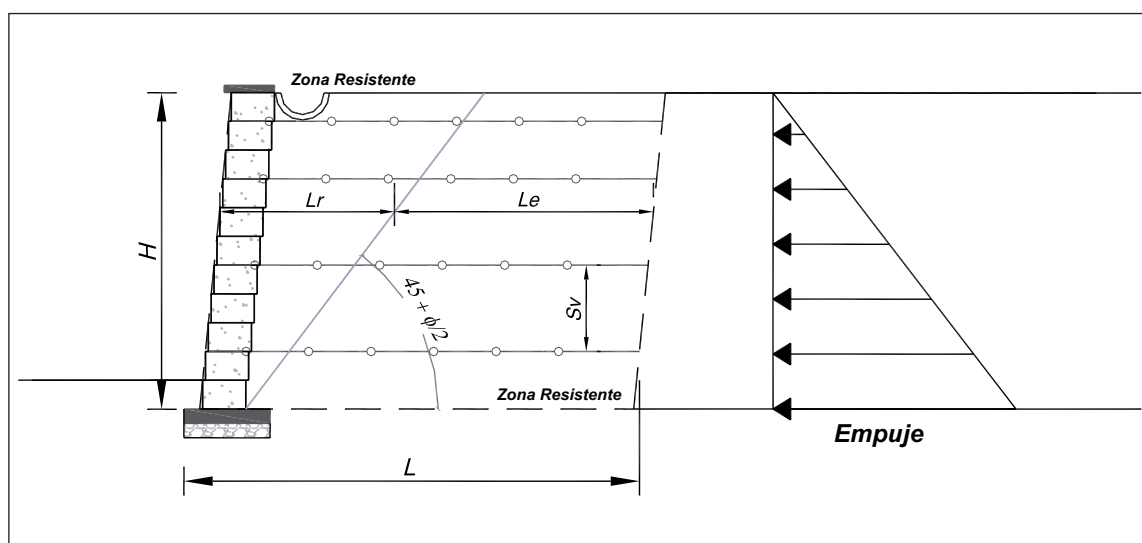


Figura 3.1.26 – Superficie de ruptura y empuje considerado.

La estabilidad interna del conjunto es encontrada conforme la evaluación independiente de cada una de las camadas de refuerzo, de donde es verificada la posibilidad de arrancamiento y ruptura de los refuerzos utilizados.

Son encontrados factores de seguridad para las dos verificaciones, y ambos deben ser superiores a 1 (condición mínima de estabilidad), o como sugerido por algunos autores, 1,3 para la ruptura del refuerzo y 1,5 para su arrancamiento.

- Arrancamiento del refuerzo

Para esta verificación, el largo total de inclusión es dividido en dos parcelas, el largo de anclaje, inserto en la zona resistente (L_e), y el largo inserto en la zona activa (L_r).

El largo L_r puede ser obtenido con la siguiente ecuación:

$$L_r = (H - z) \cdot \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - \operatorname{tg}(\beta) \right] \quad (3.1.25)$$

Donde:

H = altura del macizo reforzado;

z = altura de suelo arriba del nivel de refuerzo considerado;

ϕ = ángulo de fricción del suelo del macizo reforzado;

β = inclinación de la interfaz terraplén/suelo natural.

El ancho L_e es encontrado estimándose el factor de seguridad a ser considerado en el cálculo, según la ecuación:

$$L_e = \frac{T_{adm}}{2 \cdot \gamma \cdot z \cdot \delta \cdot \tan(\phi)} \quad (3.1.26)$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción del suelo que compone el terraplén reforzado;

γ = peso específico de suelo que compone el terraplén reforzado;

z = altura de suelo arriba del refuerzo verificado;

S_v = espaciamiento vertical entre refuerzos;

FS = factor de seguridad contra el arrancamiento del refuerzo;

δ = coeficiente de fricción entre el suelo y la inclusión.

El largo mínimo de anclaje para que la solución construida pueda ser considerada como siendo una estructura en suelo reforzado es de 1,00 m, aunque los resultados encontrados en la ecuación arriba sean menores que ese valor.

El largo total del refuerzo es entonces encontrado según la suma de los dos largos parciales:

$$L_t = L_e + L_r$$

- Ruptura del refuerzo

Esta verificación debe ser realizada para analizar la posibilidad de ocurrir una ruptura de los refuerzos utilizados en la estructura, verificando si la resistencia a tracción del elemento utilizado es superior a la fuerza generada por la activación del macizo.

El factor de seguridad contra la ruptura del refuerzo se da por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{T_{adm}}{K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot S_v \cdot S_h} \quad (3.1.27)$$

Donde:

S_h = Espaciamiento horizontal entre refuerzos.

S_v = Espaciamiento vertical entre refuerzos.

T_{adm} = Tensión admisible del refuerzo.

K_a = Coeficiente de empuje activo.

La tensión admisible del refuerzo es encontrada aplicándose factores de seguridad a la tensión última del refuerzo, encontrada en ensayos de resistencia a la tracción.

Los siguientes factores de seguridad son aplicados a las geogrietas utilizadas en las soluciones MacWall® :

- Factor de seguridad en función de daños ambientales (FS_{da});
- Factor de seguridad en función de daños provenientes de la instalación (FS_{in});
- Factor de seguridad en función de la fluencia del material (FS_{fl}).

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS_{da} \cdot FS_{in} \cdot FS_{fl}} \quad (3.1.28)$$

Conforme el espaciamiento vertical y de la tensión admisible por el refuerzo, se encuentra el factor de seguridad contra la ruptura de ese material por la ecuación:

$$FS = \frac{T_{adm}}{Sv \cdot K_a \cdot \gamma \cdot z} \quad (3.1.29)$$

Para las soluciones MacWall® los espaciamientos verticales son limitados por la altura de los bloques, y no debe ser superior a 60cm, altura equivalente a 3 bloques.

Verificación de la estabilidad global

El análisis de estabilidad global se refiere a la estabilidad del bloque reforzado al total, o sea, la superficie crítica engloba todo el macizo reforzado y parte de su fundación según una superficie circular. Se puede utilizar también, aquí, la metodología de Janbu, pero buscando simplificar aún más el caso será utilizado el método de Bishop simplificado, que, a ejemplo del método de Janbu, también presenta la variable FS como pasible de análisis iterativa, necesitando un valor inicial aproximado como punto de partida para el análisis, diferente apenas por la consideración de superficies circulares.

El factor de seguridad en cuanto a la ruptura global puede ser obtenido desde las siguientes relaciones:

$$M\alpha_i = \cos\alpha_i \cdot \left(1 + \frac{tg\alpha_i \cdot tg\phi_i}{FS_1} \right)$$

$$FS_2 = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot b_i + (P_i - u_i \cdot b_i) \cdot tg\phi_i] \frac{1}{M\alpha_i}}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot sen\alpha_i} \quad (3.1.30)$$

$$P = b \cdot h \cdot \gamma$$

Donde:

FS_1 = Factor de seguridad adoptado o encontrado por el método de Fellenius;

FS_2 = factor de seguridad calculado;

b = ancho de la dovela;

c = cohesión;

P = peso de la dovela;

h = altura da dovela;

γ = peso específico de suelo de la dovela;

u = poropresión en la dovela;

ϕ = ángulo de fricción del suelo de la dovela;

α = inclinación de la base de la dovela en relación a la horizontal.

Para simplificar la utilización del método, se puede utilizar una tabla como la siguiente:

Estabilidade Global por Bishop Simplificado																
Lamela	1 b (m)	2 h (m)	3 α (graus)	4 P (kN/m)	5 P.sen(α) (kN/m)	6 P.cos(α) (kN/m)	7 u (kN/m ²)	8 u.b (kN/m)	9 P - u.b (kN/m)	10 (P - u.b).tg ϕ (kN/m)	11 c.b (kN/m)	12 [10 + 11]	13 M α_1 (FS = FS ₁)	14 [12 / 11]	15 M α_2 (FS = FS ₁)	16 [12 / 15]
1																
2																
3																
4																
5																
6																
7																
8																
9																
10																
					$\Sigma_5 =$									$\Sigma_{14} =$		$\Sigma_{16} =$

$$FS_2 = \Sigma_{14} / \Sigma_5$$

$$FS_3 = \Sigma_{16} / \Sigma_5$$

El factor de seguridad será encontrado de acuerdo con un proceso iterativo, según el cual será adoptado un factor de seguridad inicial (FS₁), que puede incluso ser encontrado según otros métodos, por ejemplo el método de Fellenius, utilizado en el cálculo de un segundo factor de seguridad (FS₂), que será utilizado para el cálculo del tercer factor de seguridad (FS₃), y así, hasta que la diferencia entre el factor utilizado y el factor encontrado sea despreciable para el cálculo al total, o sea, el cálculo para cuando el resultado converge hacia un valor.

3.1.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

3.1.4.1 - EJEMPLO DE CÁLCULO PARA SOLUCIONES TERRAMESH®

Con la finalidad de ejemplificar la metodología de cálculo usada para el dimensionamiento de estructuras en suelo reforzado, a seguir será realizado un cálculo de verificación de estabilidad para una estructura de contención confeccionada con la solución Terramesh®. El ejemplo utilizado es un caso real de una obra de contención en el patio de una industria de empaques, construida en la ciudad de Piracicaba, en el estado de São Paulo. Abajo se encuentran los parámetros utilizados en el dimensionamiento de la referida estructura de contención:

Elementos Terramesh® System:

Peso específico de la roca de llenado: P g = 2,43 t / m³;

porosidad: n = 30%.

Terraplén:

Peso específico del suelo: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

Ángulo de atrito interno: $\phi = 30^\circ$;

Cohesión: $c = 0 \text{ kN/m}^2$.

Suelo de Fundación:

Peso específico del suelo: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

Ángulo de fricción interno: $\phi = 20^\circ$;

Cohesión: $c = 0 \text{ kN/m}^2$;

Presión última en la fundación: $p_{ult} = 250 \text{ kN/m}^2$.

Grava para la Base:

Peso específico del suelo: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

Ángulo de fricción interno: $\phi = 40^\circ$.

Cohesión: $c = 0 \text{ kN/m}^2$.

Carga atuante:

Carga atuante sobre o terrapleno: $q = 20 \text{ kN/m}^2$.

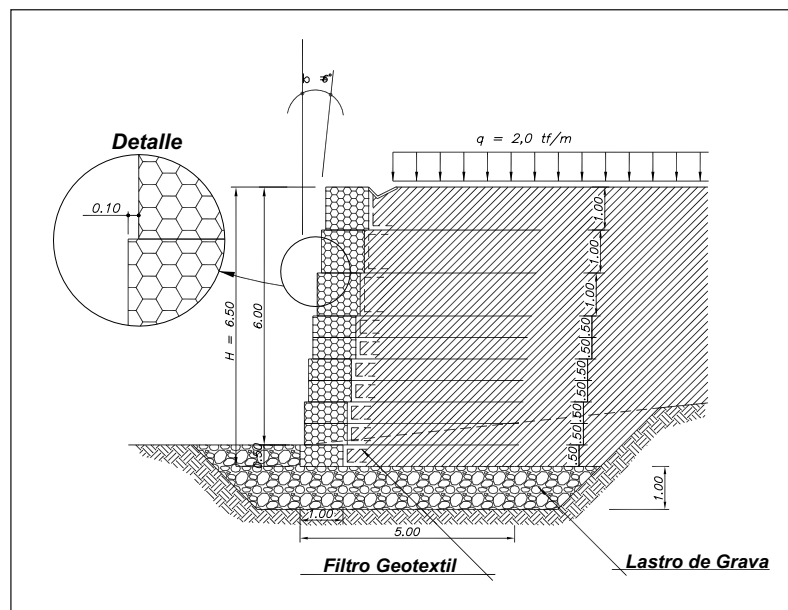


Figura 3.1.27 – Esquema ilustrativo de la sección a ser analizada.

Para determinación de la superficie de aplicación del empuje activo será utilizado el método del equilibrio de límite.

Variando el ángulo que determinará la superficie crítica, varía también el largo del tramo BC (figuras 3.1.28), y de esa manera es posible obtener la masa de suelo a que la estructura de contención será sometida al máximo empuje activo.

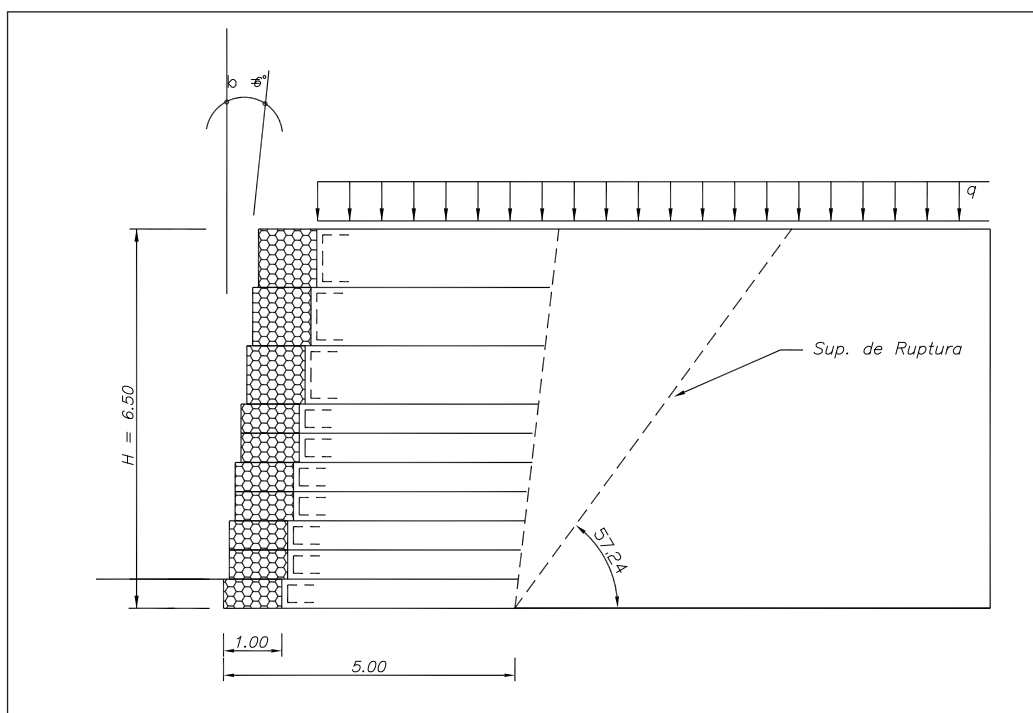


Figura 3.1.28 – Determinación de la superficie crítica.

$$E_a = (P + Q) \frac{\sin(\rho - \phi)}{\cos(\alpha + \rho - \delta - \phi)}$$

$$P = \gamma \cdot \frac{H \cdot \overline{BC}}{2}$$

$$P = \gamma \cdot \frac{H \cdot \overline{BC}}{2}$$

Donde:

$Q = 20 \text{ kN/m}^2$;

$\phi = 30^\circ$;

$\delta = 6^\circ$;

$\alpha = 6^\circ$;

$H = 6,00 \text{ m};$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3.$

De esa manera, variándose la dimensión BC de la cuña de suelo considerada, se encuentra el ángulo da superficie crítica de ruptura y consecuentemente el valor del empuje actuante sobre la estructura.

BC [m]	ϕ [graus]	P [kN/m]	Ea [kN/m]
0,50	79,68	29,25	46,26
1,00	75,48	58,50	79,83
1,50	71,43	87,75	103,94
2,00	67,57	117,00	120,77
2,50	63,91	146,25	131,91
3,00	60,46	175,50	138,51
3,50	57,24	204,75	141,42
4,00	54,23	234,00	141,30

Haciendo el gráfico para los valores obtenidos de la tabla arriba, se determina el empuje activo máximo (figura 3.1.29).

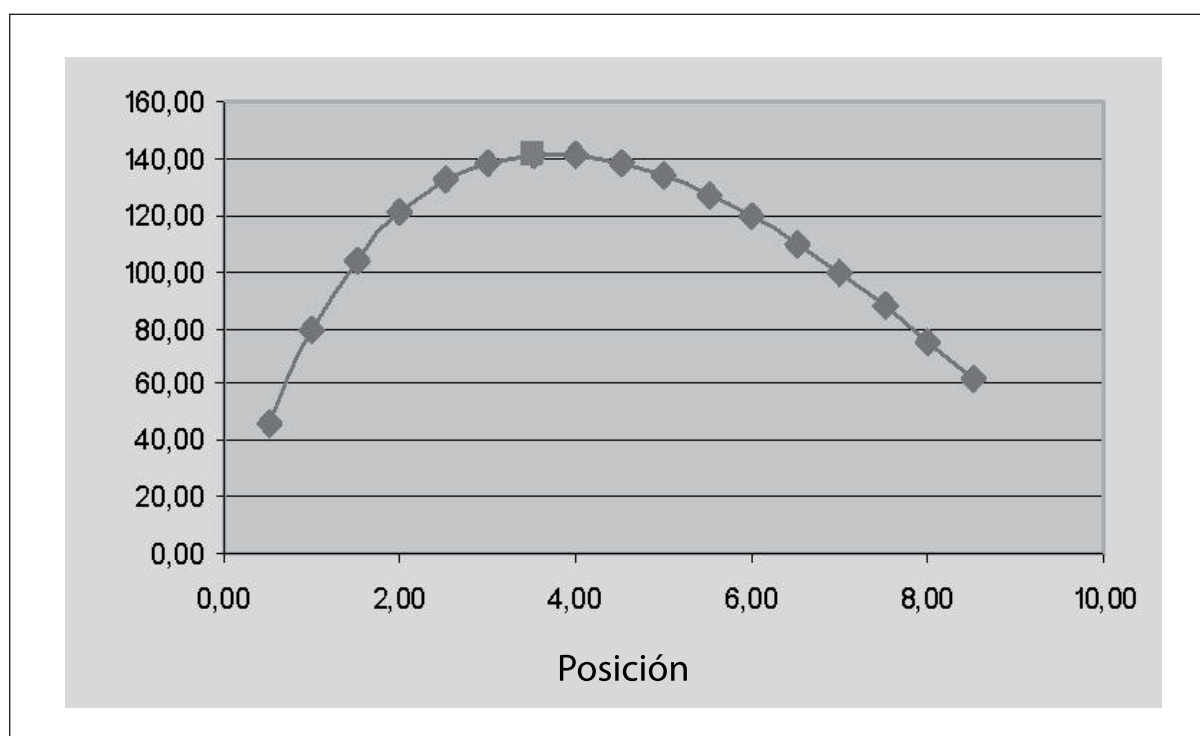


Figura 3.1.29 – Empuje Activo x segmento BC.

Para la determinación del punto de aplicación de “ E_a ”, el efecto da sobrecarga debe ser separado del efecto del suelo.

Considerando sólo la carga:

$$E_{aq} = Q \cdot \frac{\text{sen}(\rho_{crit} - \phi)}{\cos(\alpha + \rho_{crit} - \delta - \phi)}$$

$$E_{aq} = 20 \cdot 3,5 \cdot \frac{\text{sen}(57,24 - 30)}{\cos(6 + 57,24 - 6 - 30)} = 36,03 \text{ kN/m}$$

Considerando sólo el peso del suelo:

$$E_{as} = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho_{crit} - \phi)}{\cos(\alpha + \rho_{crit} - \delta - \phi)}$$

$$E_{as} = 204,75 \cdot \frac{\text{sen}(57,24 - 30)}{\cos(6 + 57,24 - 6 - 30)} = 105,39 \text{ kN/m}$$

Haciéndose una línea paralela a la superficie crítica, pasando por el centro de gravedad del macizo que la comprende y otra pasando por el punto de aplicación resultante de la carga (figura 3.1.30), se puede determinar los puntos de aplicación del empuje debido al suelo y a la carga, respectivamente:

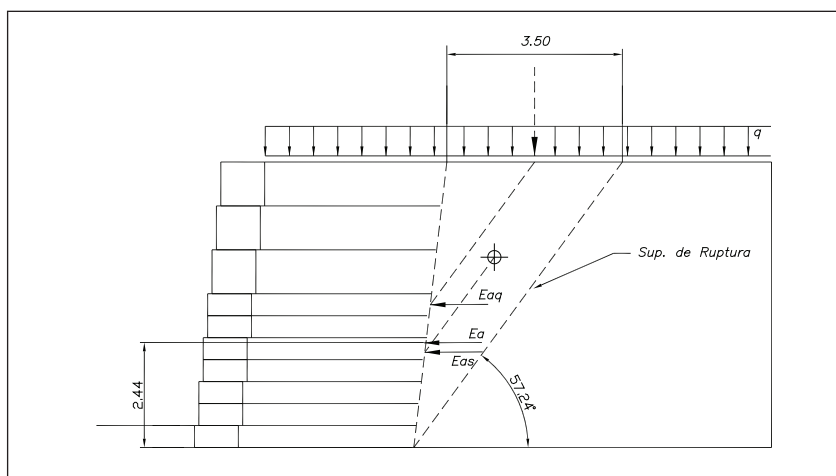


Figura 3.1.30 – Punto de aplicación del empuje.

Empuje		Posición	
		X	Y
$E_{aq} =$	36,03 kN/m	8,59 m	3,25 m
$E_{as} =$	105,39 kN/m	8,48 m	2,17 m

A partir de una media ponderada de los valores arriba, es posible determinar el punto de aplicación del empuje total:

Empuje		Posición	
		X	Y
$E_a =$	141,42 kN/m	8,51 m	2,44 m

Como el macizo de suelo definido por la superficie crítica presenta la forma geométrica triangular, por geometría analítica se emplea la media aritmética das coordenadas de los vértices de ese triángulo para la determinación de su centro de gravedad. Definido como coordenada (0,0) el fulcro de la estructura de contención, se obtiene desde la figura 3.1.31:

$$X_{cg} = \frac{(5,00 + 5,68 + 9,18)}{3} = 6,62$$

$$Y_{cg} = \frac{(0,00 + 6,50 + 6,50)}{3} = 4,33$$

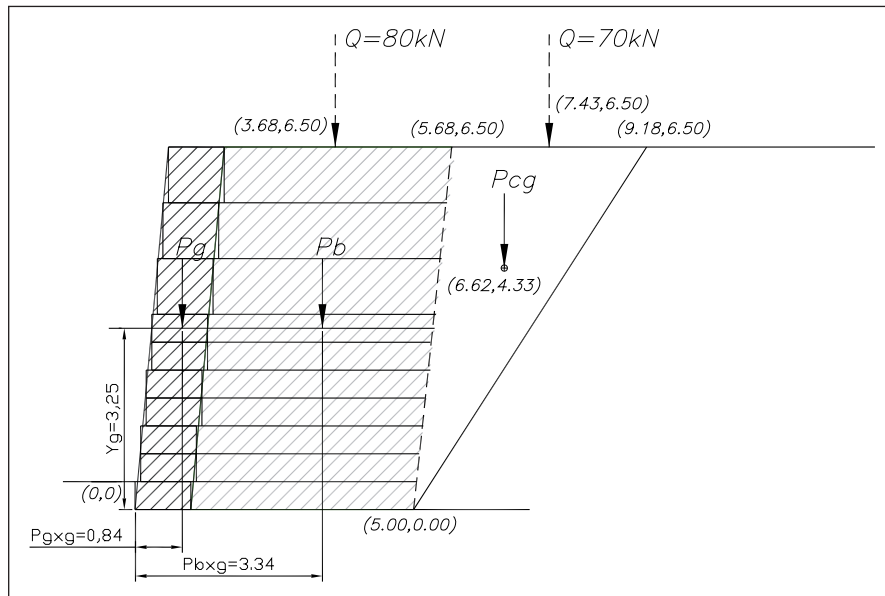


Figura 3.1.31 – Punto de aplicación das cargas.

Geométricamente, también es posible determinar todas las coordenadas de los centros de gravedad para el paramento frontal en gabiones (P_g), bloque reforzado (P_b), carga actuante sobre el terraplén (Q), como mostrado en la figura 3.1.31.

Definido el punto de aplicación del empuje activo, hay que determinar su ángulo con relación a la superficie de aplicación. Por un criterio de seguridad, se adoptó tal ángulo igual a la inclinación del paramento frontal de la estructura ($\alpha = 60^\circ$), tornándose la dirección del empuje activo paralela al suelo de cobertura (figura 3.1.32).

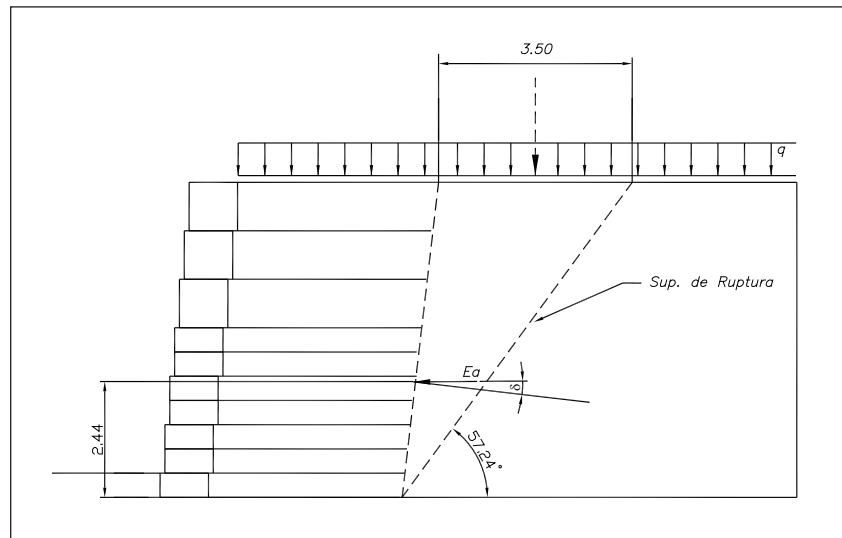


Figura 3.1.32 – Ángulo de aplicación del empuje.

Verificaciones en cuanto a la estabilidad externa

Definido el valor y el punto de aplicación del Empuje Activo, y todos los puntos de aplicación de las cargas actuantes sobre la estructura (figuras 3.1.31 y 3.1.32), se puede verificar la estabilidad externa del bloque reforzado.

Verificación contra el deslizamiento

- Suma de las fuerzas estabilizantes:

$$\Sigma_{Fest} = T + E_p$$

Calculando el peso del bloque:

Paramento frontal en gabiones:

$$P_g = \gamma_g \cdot H \cdot L_{GAB} = 18 \cdot 6,5 \cdot 1,00 = 117 \text{ kN}$$

Para el macizo reforzado:

$$P_b = \gamma_g \cdot H \cdot L = 18 \cdot 6,5 \cdot 4 = 468 \text{ kN}$$

El peso total del bloque reforzado será:

$$P = P_g + P_b = 585 \text{ kN}$$

Se determina ahí la componente normal:

$$N = P + q \cdot L + E_a \cdot \sin(\delta - \alpha)$$

$$N = 585 + 20 \cdot 4 + 141,42 \cdot \sin(6^\circ - 6^\circ) = 665 \text{ kN}$$

A partir de la componente normal es posible obtener la fuerza actuante en la base de la estructura, según la ecuación:

$$T = N \cdot \tan \delta^*$$

Adoptand δ^* como igual al ángulo de fricción interno del suelo de fundación, tenemos:

$$T = 665 \cdot \tan(40^\circ) = 558 \text{ kN}$$

En verdad esa fuerza corresponde a la única parcela estabilizante de la estructura contra el deslizamiento..

- Suma de las fuerzas desestabilizantes:

$$\Sigma F_{inst} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha)$$

La única parcela desestabilizante actuante sobre la estructura será la componente horizontal del empuje activo:

$$F_{inst} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha) = 141,42 \cdot \cos(6^\circ - 6^\circ) = 141,42 \text{ kN}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento:

$$FS = \Sigma F_{est} / \Sigma F_{inst} = 558 / 141,42 = 3,95$$

Verificaciones contra el volteo

Suma de los momentos estabilizantes:

$$\Sigma M_{\text{est}} = P_G \cdot X_G + P_B \cdot X_B + q \cdot L \cdot X_Q$$

Como en la figura 3.1.31 se encuentran todas las coordenadas del centro de gravedad de cada fuerza hacia el fulcro, cada parcela estabilizante ya tiene su brazo de giro definido. Entonces, se calculan las parcelas que van a componer los momentos estabilizantes:

$$\begin{aligned} P_G \cdot X_G &= 117 \cdot 0,84 = 98,28 \text{ kN.m} \\ P_B \cdot X_B &= 468 \cdot 3,34 = 1563,12 \text{ kN.m} \\ q \cdot L \cdot X_Q &= 20 \cdot 4 \cdot 3,68 = 294,40 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{\text{Mest}} = 1955,80 \text{ kN.m}$$

Suma de los momentos desestabilizantes:

$$\Sigma M_{\text{inst}} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot y_{Ea}$$

Desde la figura 3.1.32, tenemos el brazo de giro para la componente horizontal del empuje activo:

$$\Sigma M_{\text{inst}} = 141,42 \cdot \cos(6^\circ - 6^\circ) \cdot 2,44 = 345,06 \text{ kN.m}$$

Factor de seguridad contra el volteo:

$$FS = \Sigma M_{\text{est}} / \Sigma M_{\text{inst}} = 1955,80 / 345,06 = 5,66$$

Presiones en la fundación

En esta verificación será analizada la capacidad de soporte de la fundación del muro con base en la presión última del suelo de fundación. Determinándose la excentricidad de la resultante de las fuerzas aplicadas sobre la estructura, tenemos:

$$e = B / 2 - (M_{est} - M_{inst}) / N = 5 / 2 - (1955,80 - 345,06) / 665 = 0,08 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que el diagrama de presión tendrá una distribución constante en la base, se determina una base equivalente por la ecuación:

$$B_r = B - 2 \cdot e = 4,84 \text{ m ,}$$

y en seguida la presión media en la base de la estructura:

$$p_{meq} = N / B_r = 665 / 4,84 = 137,39 \text{ kN/m}^2$$

Con la presión última que soporta el suelo de fundación, se determina el factor de seguridad con relación a la presión actuante en ella:

$$FS = p_u / p_{meq} = 250 / 137,39 = 1,82$$

Verificación de la estabilidad interna

Como citado anteriormente, será utilizado el método de Janbu para determinar la superficie de deslizamiento crítica, capaz de solicitar al máximo el macizo reforzado. Como tal análisis es hecha por medio de un proceso iterativo, o sea, son necesarias varios análisis para se determinar el FS mínimo, se optó por demostrar el procedimiento de cálculo sólo de la superficie crítica predeterminada.

La estructura en cuestión fue dividida en dos bloques de análisis para que haya una optimización de los refuerzos, por tanto, serán analizadas dos superficies críticas, una para el bloque inferior y otra para el bloque superior. (Figuras 3.1.33 y 3.1.34.)

BLOCO 1												
Método de Fellenius												
LAMELAS	Coord. Lameas		b (m)	α grau	$l = b/\cos(\alpha)$	A1	A1.g	Carga kN	Comp. Ancor. (m)	Resis. Ancor. (kN)	For. Estab.	For. Instab.
	x	y										
0	18.10	21.89										
1	18.78	21.89	0.68	0.57	0.68	2.22	39.96	0.00	0.00	0.00	23.07	0.40
2	19.50	21.95	0.72	4.44	0.72	4.61	82.98	0.00	0.00	0.00	47.91	6.43
3	20.29	22.03	0.79	5.60	0.79	5.05	90.90	15.80	0.00	0.00	61.60	10.42
4	21.08	22.28	0.79	18.09	0.83	4.92	88.56	15.78	0.00	0.00	60.24	32.40
5	21.58	22.49	0.50	22.22	0.54	3.00	54.00	10.00	1.82	75.66	112.62	24.21
6	22.16	22.75	0.58	24.22	0.63	3.33	59.94	11.55	0.00	0.00	41.28	29.33
7	22.66	23.02	0.50	28.89	0.57	2.75	49.50	10.00	0.80	35.16	69.52	28.75
8	22.95	23.20	0.30	31.27	0.35	1.56	28.08	5.93	0.00	0.00	19.63	17.65
9	23.45	23.57	0.50	36.07	0.62	2.50	45.00	10.00	0.05	2.38	34.13	32.38
10	23.94	23.98	0.48	40.54	0.63	2.22	39.96	9.65	0.00	0.00	28.64	32.24
11	24.39	24.42	0.45	43.78	0.63	1.90	34.20	9.08	0.00	0.00	24.99	29.95
12	25.03	25.20	0.64	50.63	1.01	2.29	41.22	12.80	0.00	0.00	31.19	41.76
13	25.56	26.04	0.53	57.75	0.99	1.47	26.46	10.60	0.00	0.00	21.40	31.34
14	25.98	26.95	0.42	65.22	1.00	0.79	14.22	8.40	0.00	0.00	13.06	20.54
15	26.28	27.90	0.30	72.47	1.00	0.29	5.22	6.00	0.00	0.00	6.48	10.70
16	26.37	28.39	0.09	79.59	0.50	0.02	0.36	1.80	0.00	0.00	1.25	2.12
										Σ	597.01	350.62
FS inicial = 1.70												

Figura 3.1.35 – Análisis del bloque 01 por el método de Fellenius.

BLOCO 1												
Método de Janbu												
LAMELAS	Coord. Lameas		b (m)	α grau	A1	A1.g	Carga	N	Comp. Ancor. (m)	Resis. Ancor. (kN)	For. Estab.	For. Instab.
	x	y										
0	18.10	21.89										
1	18.78	21.89	0.68	0.57	2.22	39.96	0.00	1.00	0.00	0.00	23.07	0.40
2	19.50	21.95	0.72	4.44	4.61	82.98	0.00	1.00	0.00	0.00	48.04	6.45
3	20.29	22.03	0.79	5.60	5.05	90.90	15.80	1.02	0.00	0.00	60.60	10.47
4	21.08	22.28	0.79	18.09	4.92	88.56	15.78	0.93	0.00	0.00	64.53	34.09
5	21.58	22.49	0.50	22.22	3.00	54.00	10.00	0.95	1.82	75.66	114.48	26.15
6	22.16	22.75	0.58	24.22	3.33	59.94	11.55	0.95	0.00	0.00	43.59	32.16
7	22.66	23.02	0.50	28.89	2.75	49.50	10.00	0.88	0.80	35.16	74.05	32.83
8	22.95	23.20	0.30	31.27	1.56	28.08	5.93	0.87	0.00	0.00	22.64	20.65
9	23.45	23.57	0.50	36.07	2.50	45.00	10.00	0.79	0.05	2.38	42.68	40.06
10	23.94	23.98	0.48	40.54	2.22	39.96	9.65	0.72	0.00	0.00	39.77	42.43
11	24.39	24.42	0.45	43.78	1.90	34.20	9.08	0.67	0.00	0.00	37.16	41.48
12	25.03	25.20	0.64	50.63	2.29	41.22	12.80	0.53	0.00	0.00	58.50	65.84
13	25.56	26.04	0.53	57.75	1.47	26.46	10.60	0.40	0.00	0.00	53.17	58.74
14	25.98	26.95	0.42	65.22	0.79	14.22	8.40	0.27	0.00	0.00	48.37	49.01
15	26.28	27.90	0.30	72.47	0.29	5.22	6.00	0.16	0.00	0.00	41.18	35.53
16	26.37	28.39	0.09	79.59	0.02	0.36	1.80	0.07	0.00	0.00	18.43	11.76
										Σ	790.27	508.04
FS = 1.56 OK												

Figura 3.1.36 – Análisis del bloque 01 por el método de Janbu.

Realizando ahora análisis para el bloque 2:

BLOCO 2												
Método de Fellenius												
LAMELAS	Coord. Lameas		b (m)	α grau	$l = b/\cos(\alpha)$	A1	A1.g	Carga kN	Comp. Ancor. (m)	Resis. Ancor. (kN)	For. Estab.	For. Instab.
	x	y										
0	21.26	7.93										
1	22.26	7.95	1.00	1.14	1.00	2.50	45.00	0.00	0.00	0.00	25.98	0.90
2	23.25	8.05	0.99	5.77	1.00	2.89	52.02	19.80	0.00	0.00	41.47	7.22
3	24.24	8.23	0.99	10.30	1.01	2.76	49.68	19.80	0.00	0.00	40.11	12.43
4	25.20	8.51	0.96	16.26	1.00	2.45	44.10	19.20	0.00	0.00	36.55	17.72
5	25.98	8.82	0.78	21.15	0.84	1.77	31.86	15.60	0.00	0.00	27.40	17.13
6	26.51	9.05	0.53	24.33	0.58	1.05	18.90	10.60	0.12	5.07	22.10	12.15
7	27.03	9.30	0.52	25.54	0.58	0.92	16.56	10.40	0.00	0.00	15.57	11.62
8	27.88	9.82	0.85	31.46	1.00	1.16	20.88	17.00	0.00	0.00	21.87	19.77
9	28.69	10.41	0.81	36.07	1.00	0.66	11.88	16.20	0.00	0.00	16.21	16.53
10	29.28	10.93	0.59	41.39	0.79	0.15	2.70	11.80	0.00	0.00	8.37	9.59
										Σ	255.63	125.06
FSinicial = 2.04												

Figura 3.1.37 – Análisis del bloque 02 por el método de Fellenius.

BLOCO 2												
Método de Janbu												
LAMELAS	Coord. Lameas		b (m)	α grau	A1	A1.7g	Carga	N	Comp. Ancor. (m)	Resis. Ancor. (kN)	For. Estab.	For. Instab.
	x	y										
0	21.26	7.93										
1	22.26	7.95	1.00	1.14	2.50	45.00	0.00	1.01	0.00	0.00	25.85	0.90
2	23.25	8.05	0.99	5.77	2.89	52.02	19.80	1.02	0.00	0.00	40.73	7.25
3	24.24	8.23	0.99	10.30	2.76	49.68	19.80	1.02	0.00	0.00	39.42	12.63
4	25.20	8.51	0.96	16.26	2.45	44.10	19.20	1.00	0.00	0.00	36.64	18.46
5	25.98	8.82	0.78	21.15	1.77	31.86	15.60	0.96	0.00	0.00	28.40	18.37
6	26.51	9.05	0.53	24.33	1.05	18.90	10.60	0.94	0.12	5.07	23.26	13.34
7	27.03	9.30	0.52	25.54	0.92	16.56	10.40	0.92	0.00	0.00	16.85	12.88
8	27.88	9.82	0.85	31.46	1.16	20.88	17.00	0.85	0.00	0.00	25.63	23.17
9	28.69	10.41	0.81	36.07	0.66	11.88	16.20	0.79	0.00	0.00	20.58	20.45
10	29.28	10.93	0.59	41.39	0.15	2.70	11.80	0.70	0.00	0.00	11.91	12.78
										Σ	269.25	140.24
FS = 1.92 OK												

Figura 3.1.38 – Análisis del bloque 02 por el método de Janbu.

Con el valor inicial para o FS según el método de Fellenius, fue posible, por medio de dos iteraciones, encontrar el FS mínimo para el método de Janbu, en ambos bloques.

Verificación de la estabilidad global

Como ya mencionado, será utilizado el método de Bishop para determinar la superficie de deslizamiento crítica. Como tal análisis es hecho por medio de un proceso iterativo, o sea, son necesarios varios análisis para se determinar el FS mínimo, se optó por demostrar el procedimiento de cálculo apenas para la superficie crítica predeterminada. Será obtenido un factor de seguridad aproximado por el método de Fellenius y, en seguida, tal factor será aplicado a la ecuación del equilibrio definida por Bishop. La figura 3.1.39 muestra la división en dovelas adoptada para el análisis de la superficie crítica.

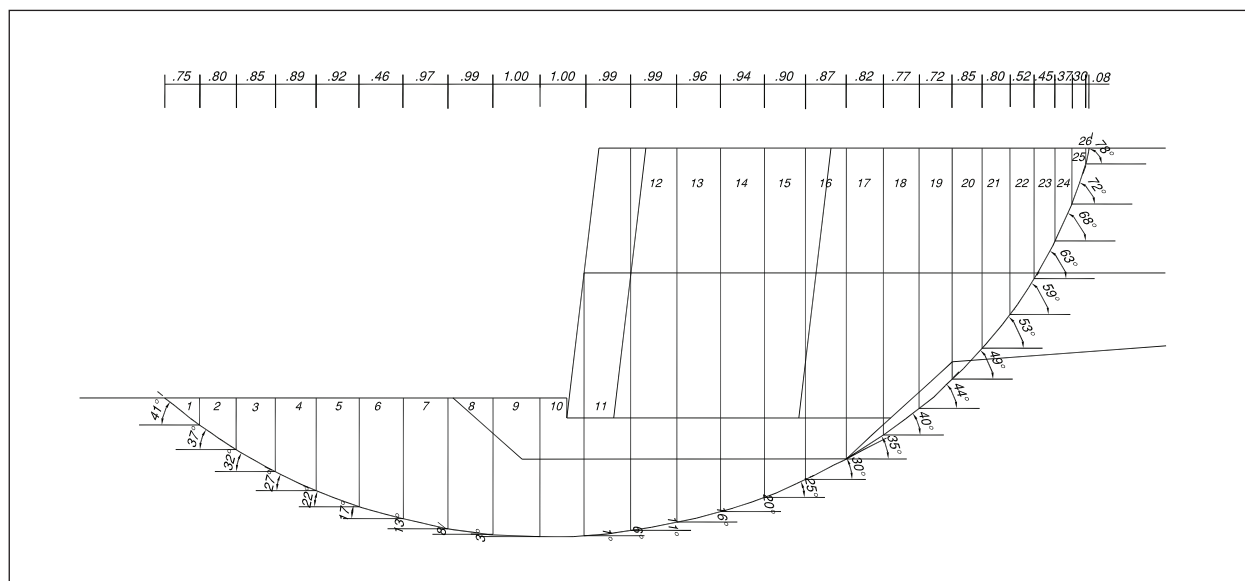


Figura 3.1.39 – Análisis de estabilidad global por el método de Bishop.

Método de Fellenius												
LAMELAS	Coord. Lamelas		b (m)	α grau	b/cos(α) (m)	A (m²)	A·γg (kN)	Carga (kN)	Comp. Ancor. (m)	Resis. Ancor. (kN)	For. Estab. (kN)	For. Instab. (kN)
	x (m)	y (m)										
0	11.26	20.00										
1	12.01	19.34	0.75	-41.35	1.00	0.24	4.32	0.00	0.00	0.00	1.57	2.85
2	12.81	18.74	0.80	-36.87	1.00	0.77	13.86	0.00	0.00	0.00	5.04	-8.32
3	13.66	18.21	0.85	-31.94	1.00	1.35	24.30	0.00	0.00	0.00	8.84	-12.86
4	14.55	17.76	0.89	-26.82	1.00	1.86	33.48	0.00	0.00	0.00	12.19	-15.11
5	15.47	17.38	0.92	-22.44	1.00	2.24	40.32	0.00	0.00	0.00	14.68	-15.39
6	16.43	17.08	0.96	-17.35	1.01	2.66	47.88	0.00	0.00	0.00	17.43	-14.28
7	17.40	16.85	0.97	-13.34	1.00	2.94	52.92	0.00	0.00	0.00	19.26	-12.21
8	18.39	16.71	0.99	-8.05	1.00	3.18	57.24	0.00	0.00	0.00	20.83	-8.01
9	19.39	16.65	1.00	-3.43	1.00	3.32	59.76	0.00	0.00	0.00	21.75	-3.58
10	20.39	16.68	1.00	1.72	1.00	3.78	68.04	0.00	0.00	0.00	24.76	2.04
11	21.38	16.79	0.99	6.34	1.00	8.84	159.12	0.00	0.00	0.00	57.91	17.57
12	22.37	16.98	0.99	10.86	1.01	9.02	162.36	19.80	0.00	0.00	66.30	34.33
13	23.33	17.25	0.96	15.71	1.00	8.53	153.54	19.20	0.00	0.00	62.87	46.77
14	24.27	17.60	0.94	20.42	1.00	8.06	145.08	18.80	0.00	0.00	59.65	57.18
15	25.17	18.02	0.90	25.02	0.99	7.37	132.66	18.00	0.00	0.00	54.84	63.71
16	26.04	18.52	0.87	29.89	1.00	6.57	118.26	17.40	0.00	0.00	49.38	67.60
17	26.86	19.09	0.82	34.80	1.00	5.90	106.20	16.40	0.00	0.00	44.62	69.98
18	27.63	19.73	0.77	39.73	1.00	5.07	91.26	15.40	0.00	0.00	38.82	68.18
19	28.35	20.42	0.72	43.78	1.00	4.26	76.68	14.40	0.00	0.00	33.15	63.02
20	29.00	21.18	0.65	49.46	1.00	3.38	60.84	13.00	0.00	0.00	42.63	56.12
21	29.60	21.98	0.60	53.13	1.00	2.65	47.70	12.00	0.00	0.00	34.47	47.76
22	30.12	22.84	0.52	58.84	1.00	1.87	33.66	10.40	0.00	0.00	25.44	37.70
23	30.57	23.73	0.45	63.18	1.00	1.22	21.96	9.00	0.00	0.00	17.87	27.63
24	30.94	24.66	0.37	68.30	1.00	0.67	12.06	7.40	0.00	0.00	11.24	18.08
25	31.24	25.61	0.30	72.47	1.00	0.26	4.68	6.00	0.00	0.00	6.17	10.18
26	31.32	26.00	0.08	78.41	0.40	0.02	0.36	1.60	0.00	0.00	1.13	1.92
										Σ	752.85	602.87
FSinicial = 1.25												

Figura 3.1.40 – Análisis de estabilidad global por el método de Fellenius - 1ª iteración .

Método de Bishop												
LAMELAS	Coord. LameLAS		b (m)	α grau	A1 (m²)	A1.γg (kN)	Carga (kN)	M	Comp. Ancor. (m)	Resis. Ancor. (kN)	For. Estab. (kN)	For. Instab. (kN)
	x (m)	y (m)										
0	11.26	20.00										
1	12.01	19.34	0.75	-41.35	0.24	4.32	0.00	0.56	0.00	0.00	2.82	-2.85
2	12.81	18.74	0.80	-36.87	0.77	13.86	0.00	0.63	0.00	0.00	8.07	-8.32
3	13.66	18.21	0.85	-31.94	1.35	24.30	0.00	0.69	0.00	0.00	12.74	-12.86
4	14.55	17.76	0.89	-26.82	1.86	33.48	0.00	0.76	0.00	0.00	16.01	-15.11
5	15.47	17.38	0.92	-22.44	2.24	40.32	0.00	0.81	0.00	0.00	18.05	-15.39
6	16.43	17.08	0.96	-17.35	2.66	47.88	0.00	0.87	0.00	0.00	20.09	-14.28
7	17.40	16.85	0.97	-13.34	2.94	52.92	0.00	0.91	0.00	0.00	21.26	-12.21
8	18.39	16.71	0.99	-8.05	3.18	57.24	0.00	0.95	0.00	0.00	21.95	-8.01
9	19.39	16.65	1.00	-3.43	3.32	59.76	0.00	0.98	0.00	0.00	22.18	-3.58
10	20.39	16.68	1.00	1.72	3.78	68.04	0.00	1.01	0.00	0.00	24.56	2.04
11	21.38	16.79	0.99	6.34	8.84	159.12	0.00	1.03	0.00	0.00	56.44	17.57
12	22.37	16.98	0.99	10.86	9.02	162.36	19.80	1.04	0.00	0.00	63.93	34.33
13	23.33	17.25	0.96	15.71	8.53	153.54	19.20	1.04	0.00	0.00	60.36	46.77
14	24.27	17.60	0.94	20.42	8.06	145.08	18.80	1.04	0.00	0.00	57.42	57.18
15	25.17	18.02	0.90	25.02	7.37	132.66	18.00	1.03	0.00	0.00	53.27	63.71
16	26.04	18.52	0.87	29.89	6.57	118.26	17.40	1.01	0.00	0.00	48.78	67.60
17	26.86	19.09	0.82	34.80	5.90	106.20	16.40	0.99	0.00	0.00	45.19	69.98
18	27.63	19.73	0.77	39.73	5.07	91.26	15.40	0.96	0.00	0.00	40.64	68.18
19	28.35	20.42	0.72	43.78	4.26	76.68	14.40	0.92	0.00	0.00	35.89	63.02
20	29.00	21.18	0.65	49.46	3.38	60.84	13.00	1.00	0.00	0.00	42.58	56.12
21	29.60	21.98	0.60	53.13	2.65	47.70	12.00	0.97	0.00	0.00	35.54	47.76
22	30.12	22.84	0.52	58.84	1.87	33.66	10.40	0.91	0.00	0.00	27.86	37.70
23	30.57	23.73	0.45	63.18	1.22	21.96	9.00	0.86	0.00	0.00	20.69	27.63
24	30.94	24.66	0.37	68.30	0.67	12.06	7.40	0.80	0.00	0.00	14.06	18.08
25	31.24	25.61	0.30	72.47	0.26	4.68	6.00	0.74	0.00	0.00	8.31	10.18
26	31.32	26.00	0.08	78.41	0.02	0.36	1.60	0.65	0.00	0.00	1.73	1.92
										Σ	780.41	597.16
FS = 1.31 OK												

Figura 3.1.41 – Análisis de estabilidad global por el método de Bishop.

Así, los factores de seguridad encontrados fueron:

- Deslizamiento: 3,95.
- Volteo: 5,66.
- Presión en la fundación: 1,82.
- Estabilidad interna;
- Bloque 01: 1,56;
- Bloque 02: 1,92;
- Estabilidad global: 1,31.

De esta manera, la estructura verificada puede ser considerada como estable y apta a ser construida.

3.1.4.2 - EJEMPLO DE CÁLCULO PARA SOLUCIONES MACWALL®

Con la finalidad de ejemplificar la metodología de cálculo ilustrada sobre dimensionamiento de bloque segmentados, a seguir será realizado un cálculo de verificación de estabilidad para una estructura de contención confeccionada con la solución MacWall®.

El ejemplo utilizado proviene de un estudio de viabilidad técnica y económica realizado por la Central de Proyectos de Maccaferri América Latina. Además de las verificaciones aquí ilustradas también fueron realizadas optimizaciones de la estructura, a fin de encontrar una solución segura, estable y económica.

Los siguientes datos fueron utilizados en el estudio en cuestión:

Elementos MacWall®:

Bloques de concreto MacBlock®

Peso: $P_{bl} = 33,0 \text{ kg}$;

Peso específico de los bloques = 25 kN/m^3 ;

Altura: $b_{lh} = 0,20 \text{ m}$;

Ancho: $b_{lb} = 0,30 \text{ m}$.

Geogrillas MacGrid® WG 60

Tensión última del refuerzo: $T_{ult} = 60 \text{ kN/m}$;

Factor de seguridad daños ambientales: $FS_{da} = 1,1$;

Factor de seguridad daños de instalación*: $FS_{in} = 1,07$;

Factor de seguridad fluencia**: $FS_{fl} = 1,63$;

Tensión admisible del refuerzo: $T_{adm} = 31,27 \text{ kN/m}$.

* Daños ambientales para suelo tipo 3 – arena siltosa.

** Fluencia en 75 años.

Terraplén:

Peso específico del suelo: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

Ángulo de fricción interno: $\varphi = 27^\circ$;

Cohesión: $c = 5 \text{ kN/m}^2$.

Suelo de Fundación:

Peso específico del suelo: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

Ángulo de fricción interno: $\varphi = 27^\circ$;

Cohesión: $c = 5 \text{ kN/m}^2$;

Presión última en la fundación: $p_{ult} = 570 \text{ kN/m}^2$.

Carga actuante:

Carga actuante sobre el terraplén: $q = 20 \text{ kN/m}^2$.

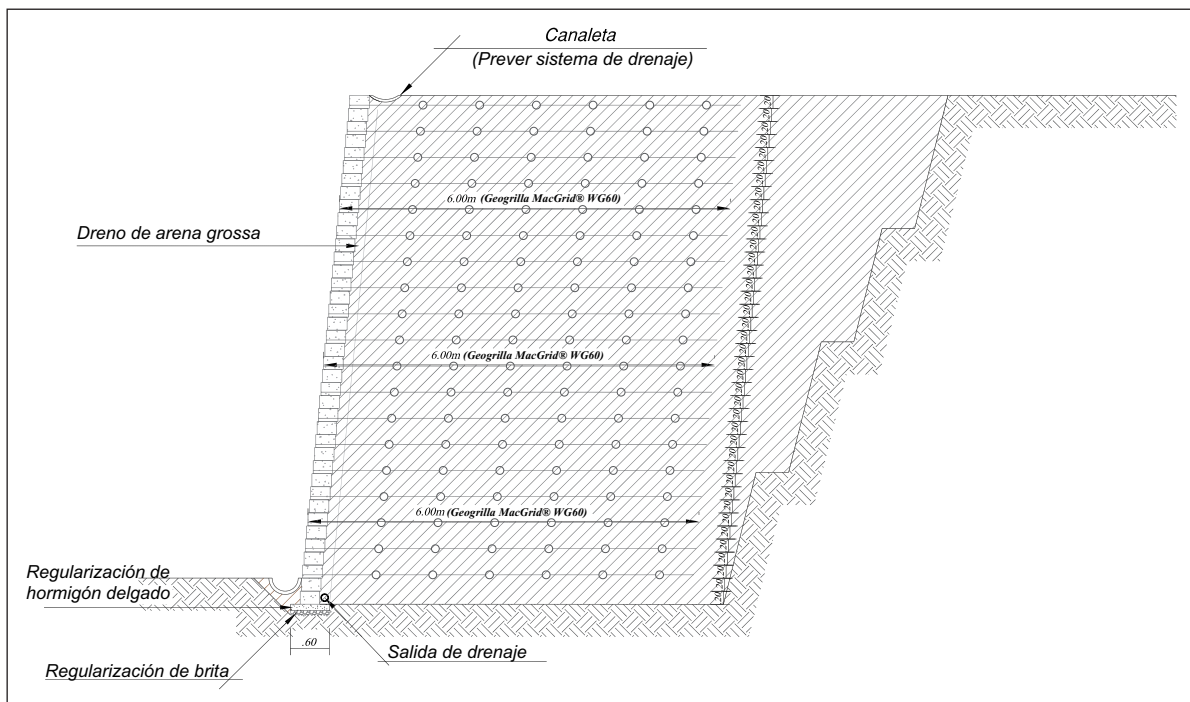


Figura 3.1.42 – Esquema ilustrativo de la sección a ser analizada.

Para determinación de la superficie de aplicación del empuje activo será utilizado el método del equilibrio de límite.

Variando el ángulo que determinará la superficie crítica, varía también el ancho del tramo BC (figuras 3.1.43 y 3.1.44); de esa manera es posible obtener la masa de suelo a la cual la estructura de contención será sometida al máximo empuje activo.

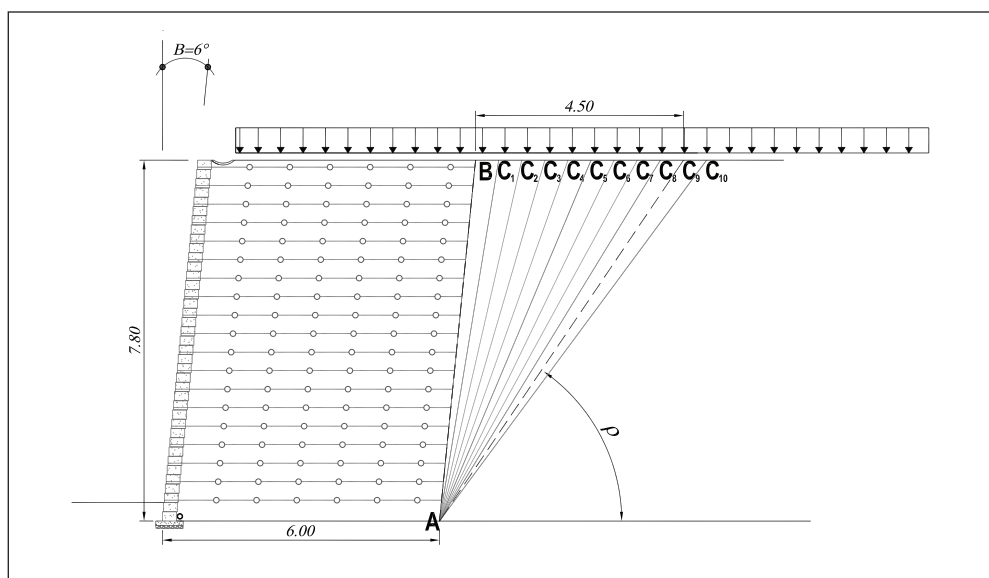


Figura 3.1.43 – Determinación de la superficie crítica.

$$E_a = (P + Q) \frac{\sin(\rho - \phi)}{\cos(\alpha + \rho - \delta - \phi)}$$

$$\rho = \arctan \left(\frac{H}{\overline{BC} + H \cdot \tan \alpha} \right)$$

$$P = \gamma \cdot \frac{H \cdot \overline{BC}}{2}$$

Donde:

$$Q = 20 \text{ kN/m}^2;$$

$$\varphi = 27^\circ;$$

$$\delta = 18^\circ;$$

$$\alpha = 6^\circ;$$

$$H = 7,80 \text{ m};$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3.$$

De esa manera, variándose la dimensión BC de la cuña de suelo considerada, se encuentra el ángulo de la superficie crítica de ruptura, y consecuentemente el valor del empuje actuante sobre la estructura.

Empujo activo MacWall												
α ($^\circ$)	H (m)	AB (m)	θ ($^\circ$)	ϕ ($^\circ$)	δ ($^\circ$)	Q (kN/m ²)	BC (m)	ρ ($^\circ$)	A (m ²)	γ (kN/m ³)	P (kN/m)	EA (kN/m)
6	7,80	7,84	96	27	18	20	0,5	81	1,95	18	35,1	49,10
							1,0	77	3,90		70,2	87,69
							1,5	74	5,85		105,3	120,80
							2,0	70	7,80		140,4	143,53
							2,5	67	9,75		175,5	164,16
							3,0	64	11,70		210,6	179,69
							3,5	61	13,65		245,7	190,40
							4,0	59	15,60		280,8	203,47
							4,5	56	17,55		315,9	205,78
							5,0	53	19,50		351,0	203,76

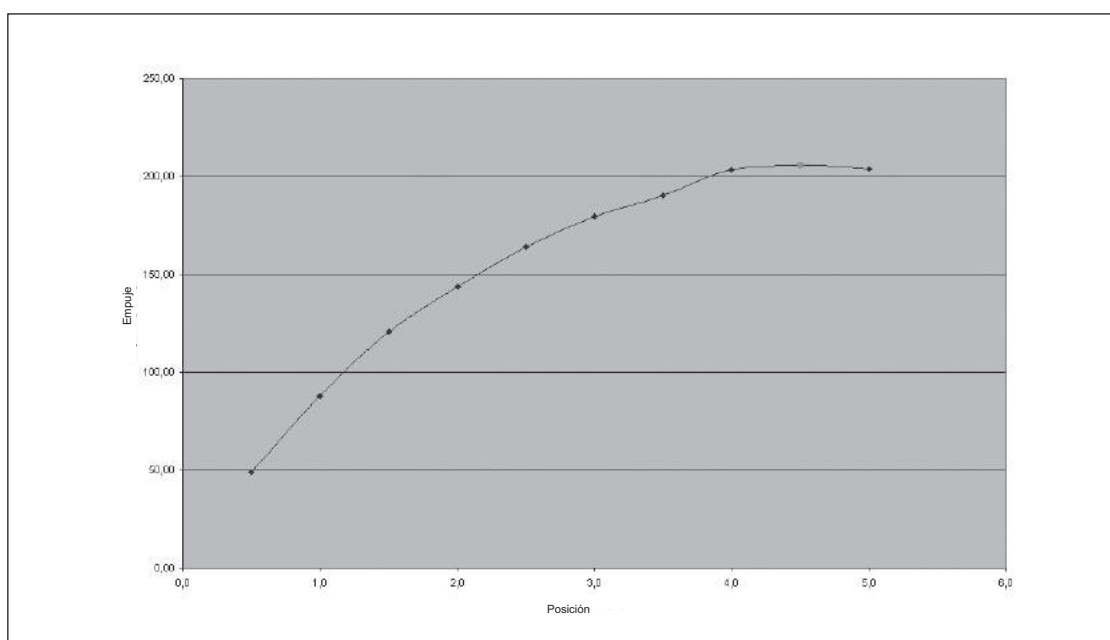


Figura 3.1.44 – Gráfico de empuje Activo por el segmento BC.

Para la determinación del punto de aplicación de “Ea”, el efecto da sobrecarga debe ser separado del efecto del suelo.

Considerando apenas la carga:

$$E_{aq} = Q \cdot \frac{\text{sen}(\rho_{crit} - \phi)}{\cos(\alpha + \rho_{crit} - \delta - \phi)}$$

$$E_{aq} = 20 \cdot 4,5 \cdot \frac{\text{sen}(56 - 27)}{\cos(6 + 56 - 18 - 27)} = 45,63 \text{ kN/m}$$

Considerando apenas el peso del suelo:

$$E_{as} = P \cdot \frac{\text{sen}(\rho_{crit} - \phi)}{\cos(\alpha + \rho_{crit} - \delta - \phi)}$$

$$E_{as} = 315,90 \cdot \frac{\text{sen}(56 - 27)}{\cos(6 + 56 - 18 - 27)} = 160,15 \text{ kN/m}$$

Haciéndose una línea paralela a la superficie crítica, pasando por el centro de gravedad del macizo que la comprende* y otra pasando por el punto de aplicación resultante de la carga (figura 3.1.45), se puede determinar los puntos de aplicación del empuje debido al suelo y a la carga, respectivamente:

*Como el macizo de suelo definido por la superficie crítica presenta la forma geométrica triangular, por geometría analítica se emplea la media aritmética das coordenadas de los vértices de ese triángulo para la determinación de su centro de gravedad.

Definido como coordenada (0,0) el fulcro de la estructura de contención, se obtiene desde la figura 3.1.31:

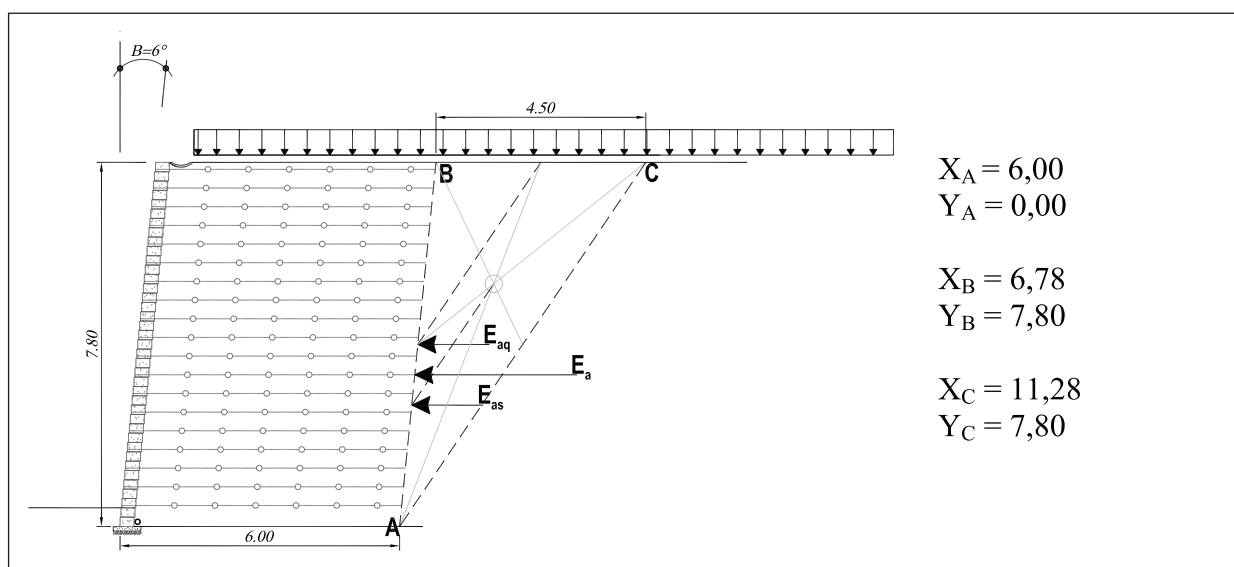


Figura 3.1.45 – Punto de aplicación del empuje.

$$X_{cg} = \frac{(6,00 + 6,78 + 11,28)}{3} = 8,02$$

$$Y_{cg} = \frac{(0,00 + 7,80 + 7,80)}{3} = 5,20$$

EMPUJE		POSICIÓN	
		X	Y
$E_{aq} =$	45,36 kN/m	6,38 m	3,90 m
$E_{as} =$	159,69 kN/m	6,25 m	2,60 m

De acuerdo con una media ponderada de los valores arriba es posible determinar el punto de aplicación del empuje total:

EMPUJE	POSICIÓN	
	X	Y
$E_a = 205,78 \text{ kN/m}$	6,32 m	3,25 m

Geométricamente, también es posible determinar todas las coordenadas de los centros de gravedad para el paramento frontal en gabiones (P_g), bloque reforzado (P_b), carga actuante sobre el terraplén (Q), como mostrado en la figura 3.1.46.

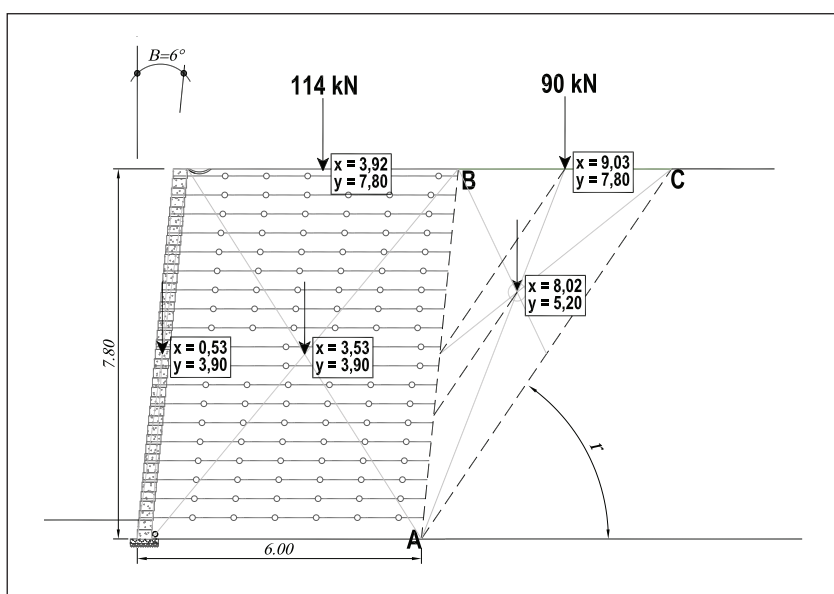


Figura 3.1.46 - Punto de aplicación de las cargas.

Definido el punto de aplicación del empuje activo, hay que determinar su ángulo con relación a la superficie de aplicación. Éste está directamente conectado a la fricción entre el bloque en suelo reforzado y el suelo natural, que puede ser encontrado en la tabla 3.1.2.

Considerando la interfaz de contacto entre el suelo reforzado y el suelo natural como una superficie áspera, el ángulo encontrado es de 180° (Figura 3.1.47).

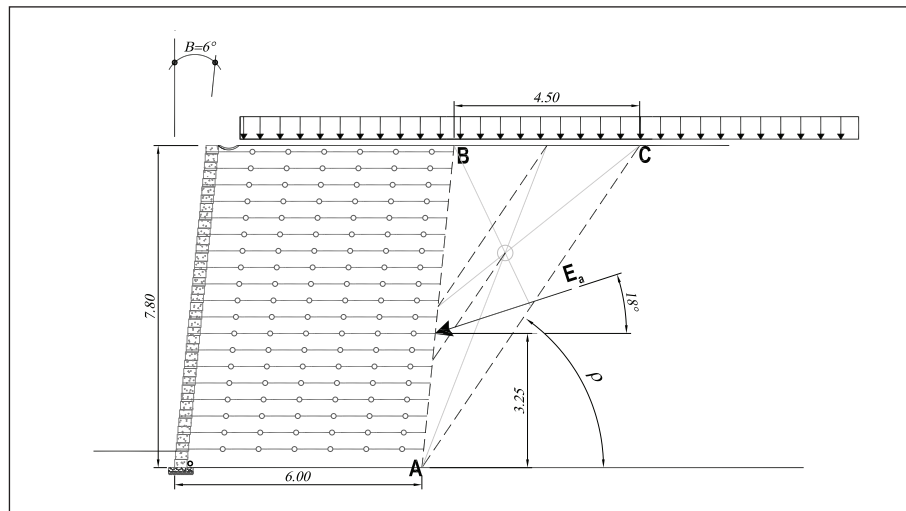


Figura 3.1.47 – Ángulo de aplicación del empuje.

Verificaciones en cuanto a la estabilidad externa

Definidos el valor y el punto de aplicación del empuje activo, y todos los puntos de aplicación de las cargas actuantes sobre la estructura (figuras 3.1.46 y 3.1.47), se puede verificar la estabilidad externa del bloque reforzado.

Verificaciones contra el deslizamiento

- Suma de las fuerzas estabilizantes:

$$F_{\text{est}} = T + E_p$$

Calculando el peso del bloque:

Paramento frontal en bloques:

$$P_B = \text{Área de bloques} \cdot \text{peso específico del bloque} = 2,34 \cdot 25 = 58,5 \text{ kN}$$

Para el macizo reforzado:

$$P_R = g \cdot H \cdot L = 18 \cdot 7,8 \cdot 6 = 842,4 \text{ kN}$$

El peso total del bloque reforzado será:

$$P = P_B + P_R = 900,9 \text{ kN}$$

Se determina entonces la componente normal:

$$N = P + q \cdot L + E_a \cdot \sin(\delta)$$

$$N = 900,9 + 20 \cdot 6 + 205,78 \cdot \sin(18^\circ) = 1084,49 \text{ kN}$$

A partir de la componente normal es posible obtener la fuerza actuante en la base de la estructura por medio de la ecuación:

$$T = N \cdot \tan \delta$$

Adoptando δ igual al ángulo de fricción interno del suelo de fundación, tenemos:

$$T = 1084,49 \cdot \tan(27^\circ) = 552,57 \text{ kN}$$

En verdad esa fuerza corresponde a la única parcela estabilizante de la estructura contra el deslizamiento.

- Suma de las fuerzas desestabilizantes:

$$F_{\text{inst}} = E_a \cdot \cos(\delta)$$

La única parcela desestabilizante actuante sobre cada estructura será la componente horizontal del empuje activo:

$$F_{\text{inst}} = E_a \cdot \cos(\delta) = 205,78 \cdot \cos(18^\circ) = 195,71 \text{ kN}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento:

$$FS = F_{\text{est}} / F_{\text{inst}} = 552,57 / 195,71 = 2,82$$

Observación: para el cálculo del factor de seguridad contra el deslizamiento, a favor de la seguridad, no se ha considerado el empuje pasivo proveniente del engaste (ficha) de la estructura.

Verificaciones contra el volteo

Suma de los momentos estabilizantes:

$$\Sigma M_{\text{est}} = P_B \cdot X_B + P_R \cdot X_R + q \cdot L \cdot X_Q$$

Como en la figura 3.1.46 se encuentran todas las coordenadas del centro de gravedad de cada

fuerza en relación al fulcro, cada parcela estabilizante ya tiene su brazo de giro definido.

Entonces se calculan las parcelas que van a componer los momentos estabilizantes:

$$\begin{aligned}P_B \cdot X_B &= 58,5 \cdot 0,53 = 31,00 \text{ kN.m} \\P_R \cdot X_R &= 842,4 \cdot 3,53 = 2973,67 \text{ kN.m} \\q \cdot L \cdot X_Q &= 20 \cdot 5,72 \cdot 3,92 = 448,45 \text{ kN.m} \\E_a \cdot \sin(\delta) \cdot X_E &= 205,78 \cdot \sin(18^\circ) \cdot 6,32 = 401,89 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\Sigma M_{\text{est}} = 3855,02 \text{ kN.m}$$

Suma de los momentos desestabilizantes:

$$\Sigma M_{\text{inst}} = E_a \cdot \cos(\delta) \cdot y E_a$$

De la figura 6, tenemos el brazo de giro para la componente horizontal del empuje activo:

$$\Sigma M_{\text{inst}} = 205,78 \cdot \cos(18^\circ) \cdot 3,25 = 636,05 \text{ kN.m}$$

Factor de seguridad contra el volteo:

$$FS = \Sigma M_{\text{est}} / \Sigma M_{\text{inst}} = 3855,02 / 636,05 = 6,06$$

Presiones en la fundación

En esta verificación será analizada la capacidad de soporte de la fundación del muro con base en la presión última del suelo de fundación. Determinándose la excentricidad de la resultante de las fuerzas aplicadas sobre la estructura, tenemos:

$$e = B / 2 - (M_{\text{est}} - M_{\text{inst}}) / N = 6 / 2 - (3855,02 - 636,05) / 1084,49$$

$$e = 0,03 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que el diagrama de presión tendrá una distribución constante en la base, se determina una base equivalente por la ecuación:

$$B_r = B - 2 \cdot e = 5,94 \text{ m}$$

y en seguida la presión media en la base de la estructura:

$$p_{\text{meq}} = N / B_r = 1084,49 / 5,94 = 182,69 \text{ kN/m}^2$$

Con la presión última que soporta el suelo de fundación, se determina el factor de seguridad con relación a la presión actuante en la fundación:

$$FS = p_u / p_{meq} = 570 / 182,69 = 3,12$$

Verificación de estabilidad interna

La estabilidad interna del conjunto es realizada según la evaluación independiente de cada una de las camadas de refuerzo, verificada la posibilidad de arrancamiento y ruptura de los refuerzos utilizados.

- Arrancamiento del refuerzo

Para esta verificación, el largo total de inclusión es dividido en dos parcelas, el largo de anclaje, inserto en la zona resistente, L_e , y el largo inserto en la zona activa, L_r (figura 3.1.48).

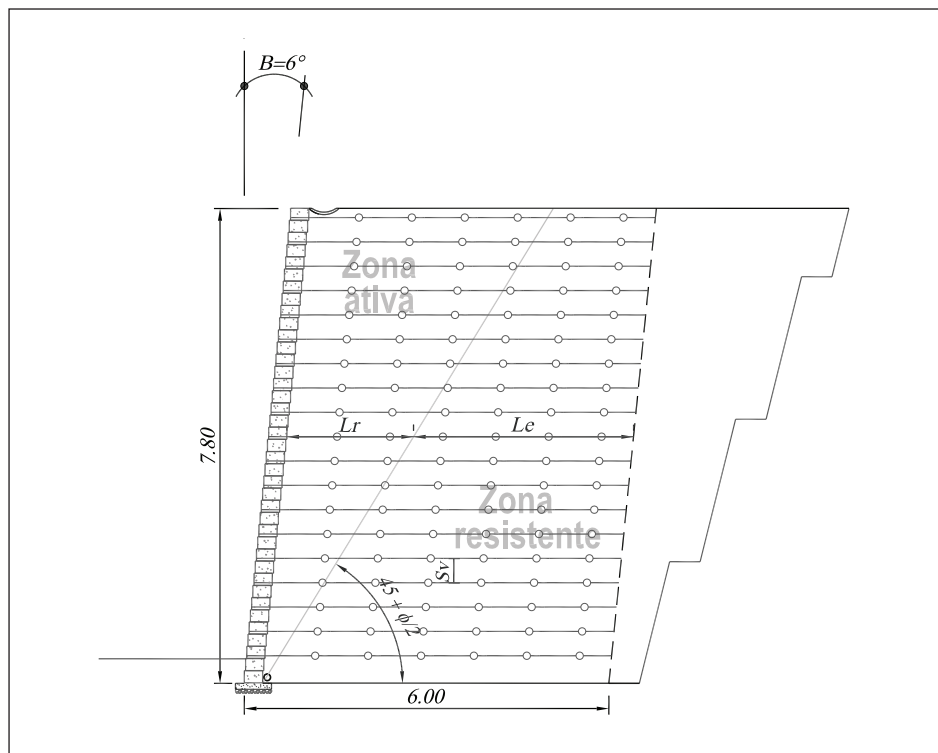


Figura 3.1.48 – División de la estructura en zona activa y zona resistente.

El largo L_r puede ser obtenido según la siguiente ecuación:

$$L_r = (H - z) \cdot \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - \operatorname{tg}(\beta) \right]$$

Donde:

H = altura del macizo reforzado;

z = de suelo arriba del nivel de refuerzo considerado;

ϕ = ángulo de fricción de suelo del macizo reforzado;

β = Inclinación del paramento frontal de la estructura.

El ancho es encontrado estimándose el factor de seguridad a ser considerado en el cálculo, conforme la ecuación:

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot FS}{2 \cdot (\gamma \cdot z \cdot \tan(\delta))}$$

Donde:

S_v = espaciamiento vertical entre refuerzos;

γ = altura de suelo arriba del nivel de refuerzo considerado;

z = altura de suelo arriba del refuerzo verificado;

δ = coeficiente de fricción entre el suelo y la inclusión;

σ_h = presión lateral total en la profundidad considerada:

$$\sigma_h = (K_a \cdot \gamma \cdot z) + (K_a \cdot q)$$

q = carga aplicada sobre el área reforzada;

K_a = coeficiente del empuje activo:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

ϕ = de fricción del suelo que compone el terraplén reforzado;

T_{adm} = Tensión admisible del refuerzo.

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS_{da} \cdot FS_{in} \cdot FS_{fl}}$$

Estabilidad interna MacWall - Manual Geosintéticos														
H (m)	refuerzo	z (m)	β (°)	ϕ (°)	Lr (m)	q (kPa)	Ka [tg ² (45 - ϕ /2)]	σ_h	γ (kN/m ³)	δ (°)	Sv (m)	FS	Le (m)	Lt (m)
7,80	1	7,4	6	27	0,20	20	0,38	57,53	18	24	0,40	1,4	0,27	0,47
	2	7,0			0,41			54,83			0,40		0,27	0,68
	3	6,6			0,61			52,12			0,40		0,28	0,89
	4	6,2			0,81			49,42			0,40		0,28	1,09
	5	5,8			1,02			46,72			0,40		0,28	1,30
	6	5,4			1,22			44,01			0,40		0,28	1,50
	7	5,0			1,42			41,31			0,40		0,29	1,71
	8	4,6			1,62			38,60			0,40		0,29	1,92
	9	4,2			1,83			35,90			0,40		0,30	2,13
	10	3,8			2,03			33,20			0,40		0,31	2,34
	11	3,4			2,23			30,49			0,40		0,31	2,55
	12	3,0			2,44			27,79			0,40		0,32	2,76
	13	2,6			2,64			25,09			0,40		0,34	2,98
	14	2,2			2,84			22,38			0,40		0,36	3,20
	15	1,8			3,05			19,68			0,40		0,38	3,43
	16	1,4			3,25			16,97			0,40		0,42	3,67
	17	1,0			3,45			14,27			0,40		0,50	3,95
	18	0,6			3,66			11,57			0,40		0,67	4,33
	19	0,2			3,86			8,86			0,20		0,77	4,63

- Ruptura del refuerzo

Esta verificación debe ser realizada para analizar la posibilidad de ocurrir una ruptura de los refuerzos utilizados en la estructura, verificando si la resistencia a tracción del elemento utilizado es superior a la fuerza generada por la activación del macizo.

El factor de seguridad contra la ruptura del refuerzo se da por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{T_{adm}}{K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot Sv}$$

Estabilidad interna MacWall - Manual Geosintéticos									
Ruptura									
H (m)	refuerzo	z (m)	ϕ (°)	$\text{tg}(45 - \phi/2)$	K_a [$\text{tg}^2(45 - \phi/2)$]	γ (kN/m ³)	Sv (m)	T _{adm} (kN/m)	FS
7,80	1	7,4	27	0,61	0,38	18	0,40	31,27	1,56
	2	7,0					0,40		1,65
	3	6,6					0,40		1,75
	4	6,2					0,40		1,87
	5	5,8					0,40		1,99
	6	5,4					0,40		2,14
	7	5,0					0,40		2,31
	8	4,6					0,40		2,51
	9	4,2					0,40		2,75
	10	3,8					0,40		3,04
	11	3,4					0,40		3,40
	12	3,0					0,40		3,86
	13	2,6					0,40		4,45
	14	2,2					0,40		5,26
	15	1,8					0,40		6,43
	16	1,4					0,40		8,26
	17	1,0					0,40		11,57
	18	0,6					0,40		19,28
	19	0,2					0,20		115,65

Se percibe que, en cuanto al arrancamiento, existe la necesidad de refuerzos más extensos en las capas superiores de la estructura, para que estos alcancen la zona resistente del macizo, aunque hacia la ruptura esos refuerzos sean poco solicitados, visto que el factor de seguridad referente a esa posibilidad es extremadamente alto.

En cuanto al largo de los refuerzos, aunque el cálculo relacionado al arrancamiento de los refuerzos muestre una necesidad máxima de 4,63 m, fueron utilizados refuerzos de 6 m de largo, para que la estructura no enfrentase problemas relacionados a estabilidad global, pues el largo de los refuerzos define también la dimensión del macizo reforzado, y consecuentemente las fuerzas resistivas contra el volteo, deslizamiento y ruptura global de la estructura.

Para las soluciones MacWall® los espaciamientos verticales son limitados por la altura de los bloques, y no deben ser superiores a 60 cm, altura equivalente a 3 bloques.

Verificación de estabilidad global

Como ya mencionado, será utilizado el método de Bishop simplificado para determinar el factor de seguridad hacia una superficie crítica de deslizamiento. Como tal análisis es hecho por medio de un proceso iterativo, o sea, son necesarios varios análisis para determinar el FS mínimo, se optó por demostrar el procedimiento de cálculo apenas para una superficie crítica predeterminada, que puede ser encontrada con el auxilio de softwares iterativos que analizan diversas posibles superficies en fracciones de segundos, minimizando el tiempo necesario para verificar tal estructura, pero es muy importante conocer y entender la metodología utilizada en la verificación de estructuras de contención.

El factor de seguridad inicial utilizado será una estimativa de lo que se espera de una estructura de esa naturaleza, “1,5”, y, en seguida, tal factor será aplicado a la ecuación de equilibrio definida por Bishop, siendo realizadas interacciones hasta que el resultado obtenido sea convergente. (Figura 3.1.49.)

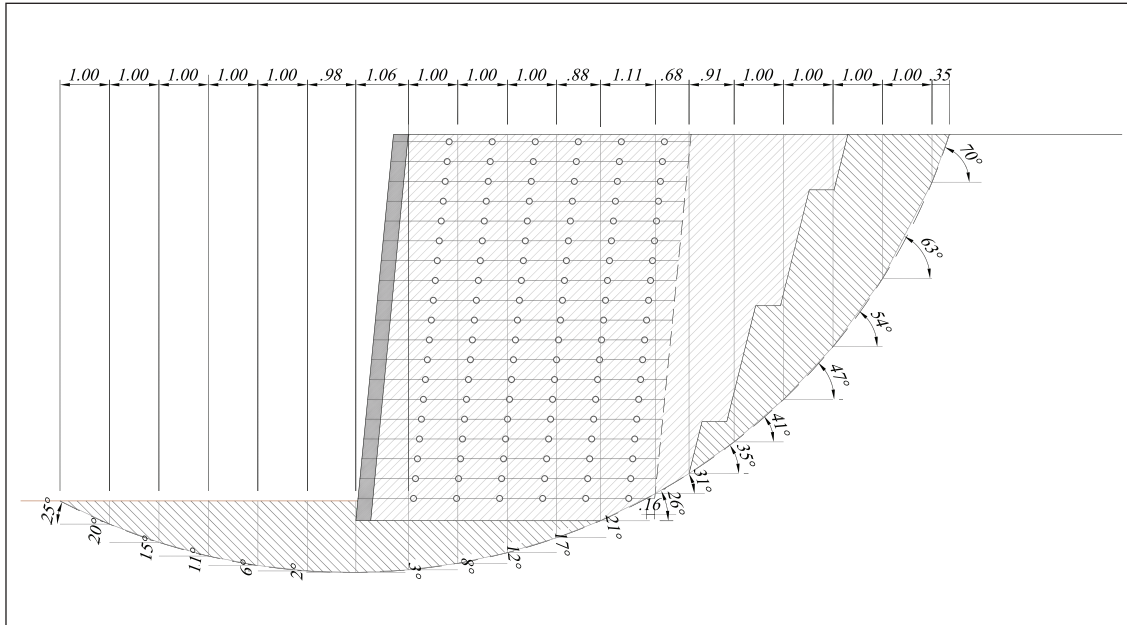


Figura 3.1.49 – Superficie crítica y dovelas consideradas para cálculo con método de Bishop simplificado.

Estabilidad global por bishop simplificado												
Lamela	1	2			3			4	5	6	7	8
	b (m)	A ₁ (m ²)	A ₂ (m ²)	A ₃ (m ²)	γ ₁ (kN/m ³)	γ ₂ (kN/m ³)	γ ₃ (kN/m ³)	α (graus)	P _{solo} (kN/m)	q (kN/m ²)	q (kN/m)	P _{total} (kN/m)
1	1,00	0,24			18	18	25	-25	4,32	20	0	4,32
2	1,00	0,66						-20	11,88		0	11,88
3	1,00	0,98						-15	17,64		0	17,64
4	1,00	1,22						-11	21,96		0	21,96
5	1,00	1,37						-6	24,66		0	24,66
6	0,98	1,41						-2	25,38		0	25,38
7	1,06	1,09	2,96	2,34				3	131,4		0	131,4
8	1,00	0,92	7,80					8	156,96		20	176,96
9	1,00	0,75	7,8					12	153,9		20	173,9
10	1,00	0,49	7,8					17	149,22		20	169,22
11	0,88	0,15	6,87					21	126,36		17,6	143,96
12	1,11		8,36					26	150,48		22,2	172,68
13	0,68		4,82					31	86,76		13,6	100,36
14	0,91	0,57	5,37					35	106,92		18,2	125,12
15	1,00	1,95	3,83					41	104,04		20	124,04
16	1,00	3,16	1,66					47	86,76		20	106,76
17	1,00	3,42	0,18					54	64,8		20	84,8
18	1,00	1,94						63	34,92		20	54,92
19	0,35	0,17						70	3,06		7	10,06

Estabilidad Global por Bishop Simplificado										
9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
P.sen(α) (kN/m)	P.cos(α) (kN/m)	ϕ (graus)	(P).tg ϕ (kN/m)	c (kN/m ²)	c.b (kN/m)	[12 + 14]	M α_1 (FS = FS ₁)	[15 / 16]	M α_2 (FS = FS ₂)	[15 / 18]
-1,83	3,92	27	2,20	5,00	5,00	7,20	0,75	9,57	0,76	9,45
-4,06	11,16	27	6,05	5,00	5,00	11,05	0,82	13,56	0,82	13,43
-4,57	17,04	27	8,99	5,00	5,00	13,99	0,87	16,05	0,88	15,94
-4,19	21,56	27	11,19	5,00	5,00	16,19	0,91	17,75	0,92	17,67
-2,58	24,52	27	12,56	5,00	5,00	17,56	0,96	18,36	0,96	18,32
-0,89	25,36	27	12,93	5,00	4,90	17,83	0,99	18,07	0,99	18,06
6,88	131,22	27	66,95	5,00	5,30	72,25	1,02	71,00	1,02	71,08
24,63	175,24	27	90,17	5,00	5,00	95,17	1,04	91,42	1,04	91,70
36,16	170,10	27	88,61	5,00	5,00	93,61	1,05	88,83	1,05	89,22
49,48	161,83	27	86,22	5,00	5,00	91,22	1,06	85,84	1,06	86,37
51,59	134,40	27	73,35	5,00	4,40	77,75	1,06	73,07	1,06	73,63
75,70	155,20	27	87,98	5,00	5,55	93,53	1,06	88,38	1,05	89,20
51,69	86,03	27	51,14	5,00	3,40	54,54	1,04	52,21	1,03	52,79
71,77	102,49	27	63,75	5,00	4,55	68,30	1,03	66,45	1,02	67,29
81,38	93,61	27	63,20	5,00	5,00	68,20	0,99	68,65	0,98	69,68
78,08	72,81	27	54,40	5,00	5,00	59,40	0,95	62,64	0,93	63,74
68,60	49,84	27	43,21	5,00	5,00	48,21	0,88	54,64	0,86	55,79
48,93	24,93	27	27,98	5,00	5,00	32,98	0,78	42,38	0,76	43,49
9,45	3,44	27	5,13	5,00	1,75	6,88	0,68	10,05	0,66	10,37
636,22	1464,71							948,92		957,20

$$\begin{aligned}
 FS_1 &= 1,40 \\
 FS_2 &= \Sigma_{17} / \Sigma_9 = 1,49 \\
 FS_3 &= \Sigma_{19} / \Sigma_9 = 1,50 \\
 FS_4 &= \Sigma_{21} / \Sigma_9 = 1,51 \\
 FS_5 &= \Sigma_{23} / \Sigma_9 = 1,51 \\
 FS_6 &= \Sigma_{25} / \Sigma_9 = 1,51 \\
 FS_7 &= \Sigma_{27} / \Sigma_9 = 1,51 \\
 FS_{\text{final}} &= 1,51
 \end{aligned}$$

$$M\alpha_i = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{tg \alpha_i \cdot tg \phi_i}{FS_1} \right)$$

$$FS_2 = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot b_i + (P_i - u_i \cdot b_i) \cdot tg \phi_i']}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot sen \alpha_i} \cdot \frac{1}{M\alpha_i}$$

Después de sólo 3 interacciones, el resultado encontrado para el factor de seguridad convergió para “1,51”, siendo ese un valor totalmente aceptable para una estructura de contención en suelo reforzado.

Así, los factores de seguridad encontrados fueron:

- Deslizamiento: 2,82.;
- Vuelco: 6,06;
- Presión en la fundación: 3,12.

- Estabilidad interna:
 - Ruptura de los refuerzos: 1,56 (mín);
 - Arrancamiento de los refuerzos: 1,95 (mín);
- Estabilidad global: 1,51.

De esta manera, la estructura verificada puede ser considerada como estable y apta a ser construida.

3.1.5 - ANTECEDENTES

SUELO REFORZADO – CARRETERA Yanacocha KM 19 PERÚ, CAJAMARCA

SUELO REFORZADO

Productos: Terramesh® System

Problema

Al final de febrero del 2001 un talud localizado al km19 de la carretera Cajamarca Hualgayoc se desprendió, disminuyendo la sección de la vía, amenazando poner en colapso todo el restante de la carretera. Siendo esa carretera la principal vía de acceso a Mina Yanacocha, la compañía minera decidió reconstruir el tramo en cuestión, lo más breve posible.

Solução

El Departamento de Operaciones-Proyectos de la Compañía Yanacocha, con el apoyo de Maccaferri de Perú, proyectó y construyó un muro en suelo reforzado de 16m de altura utilizando el Sistema Terramesh®.

El muro en suelo reforzado, con Elementos Terramesh de 9, 10 y 11 metros llanos de anclaje, se ha terminado en abril del 2001. La construcción de la obra generó un gran número de puestos de trabajo para los pobladores del área, lo que fue posible gracias a las características constructivas de la solución Maccaferri.

Nombre del cliente:

CIA MRA YANACocha

Constructor:

CIA MRA YANACocha Dpto de operação e projetos.

Fecha de la obra

275 m² de face de Terramesh® System
700 m² de MacTex

Fecha de la obra

Inicio:	Febrero/ 2001
Término:	Marzo / 2001



Figura 3.1.50 - Antes de la obra



Figura 3.1.51 - Obra concluída



Figura 3.1.52 - Obra concluída

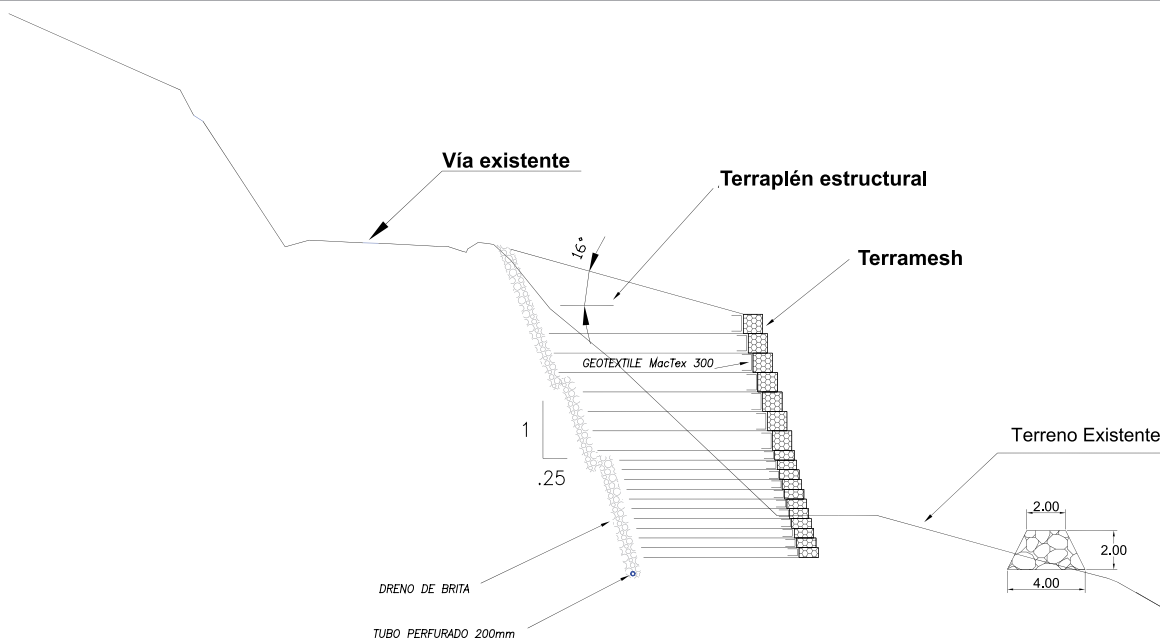


Figura 3.1.53 - Sección Transversal Típica



Figura 3.1.54 e Figura 3.1.55 - Obra concluída

TERRAMESH - RJ142 BRASIL, LUMIAR - RJ

CONTENCIÓN EN SUELO REFORZADO

Productos: Terramesh® System y Tela de Alta Resistencia.

Problema

Ruptura de talud de terraplén con total destrucción de la carretera RJ- 142 por una extensión aproximada de 90m. La ruptura se dio por una suma de factores:

- Debido a cambios en la reja de la carretera, el terraplén se ha construido en varias etapas, a lo largo de los años y sin control tecnológico;
- Sistema de drenaje superficial insuficiente;
- Lluvias intensas en el período;
- Falta de manutención preventiva.

Solução

Elaborada por la consultoría PCE, con apoyo del cuerpo técnico de Maccaferri, consiste en una estructura de suelo reforzado Terramesh® System Double Panel, o sea, con paneles duplos de tela hexagonal de dupla torsión, para soportar los esfuerzos solicitantes. Debido a presencia de suelo blando en la base, hubo la necesidad de ejecutar una fundación con una camada de 2,0m de grava y geotextiles. El Terramesh® System fue ahí apoyado directamente sobre esta fundación. Exigencias ambientales prohibían la excavación de suelo en áreas próximas; se adoptó entonces, para la recomposición del macizo, polvo de gravilla hasta 1/3 de su altura y arcilla del mismo resbalamiento para el restante. La estructura presenta altura máxima de contención de 16,0m y media de 12,0m, y su extensión es de 94,0m. Debido a presencia de varias nacientes en el sitio fue dispensada especial atención a los sistemas de drenaje profundo y superficial.

Nombre del cliente

DER / RJ

Constructor:

CRAFT ENGENHARIA LTDA

Productos usados:

1.151m² Terramesh® System y Tela de Alta Resistencia

Fecha de la obra

Início: Junio/ 2005

Término: Septiembre/ 2005



Figura 3.1.56 - Antes de la obra



Figura 3.1.57 - Durante la construcción



Figura 3.1.58 - Durante la construcción

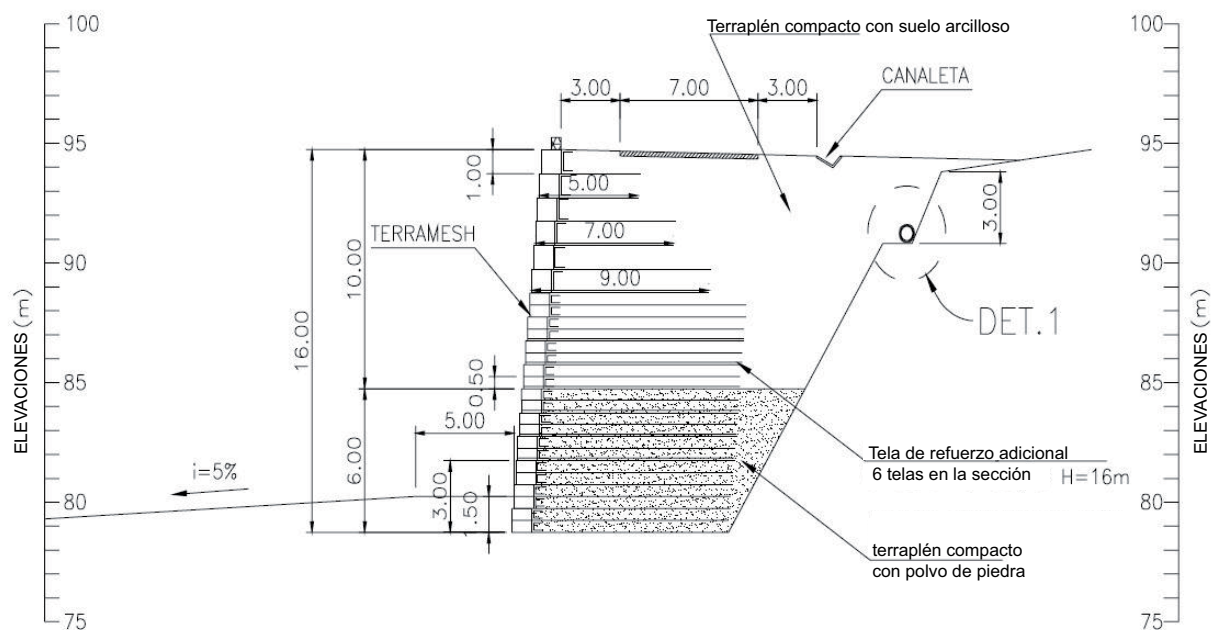


Figura 3.1.59 - Sección transversal típica



Figuras 3.1.60 a 3.1.63 - Depois de la construcción -Data: 2005

PROYECTO PRINCESMART COSTA RICA - SAN JOSE

SUELO REFORZADO

Productos: Terramesh System® y geogrillas MacGrid®

Problema

Los terrenos para la construcción de la tercera unidad comercial de la empresa PriceSmart, en la ciudad de Llorente de Tibas, presentaban una topografía bastante irregular. Para obtenerse una mejor conformación del terreno, sería necesaria la ejecución de un terraplén para servir de base para la construcción del edificio y patios de estacionamiento.



Figura 3.1.64 - Antes de la obra

Solución

Para la contención del terraplén se utilizó una estructura de suelo reforzado en Terramesh System® de 280m de extensión y alturas variando de 10m a 12,5m. Fueron utilizadas también geogrillas como elementos de refuerzo. Esa solución es especialmente indicada cuando hay la necesidad de formación de terraplén, una vez que los refuerzos son aplicados al macizo durante la ejecución.



Figura 3.1.65 - Durante la construcción

Nombre del Cliente

PRINCESMART COSTA RICA

Constructor:

TRACTORES ESCAZU

Productos usados:

4.758 m² Terramesh System®
211 m³ Gabión caja
5.500 m² MacGrid® S
3.500 m² MacTex® 200
650 m² MacDrain® 2L

Fecha de la obra

Inicio:	Junio / 2005
Término:	Octubre/ 2005



Figura 3.1.66 - Durante la construcción

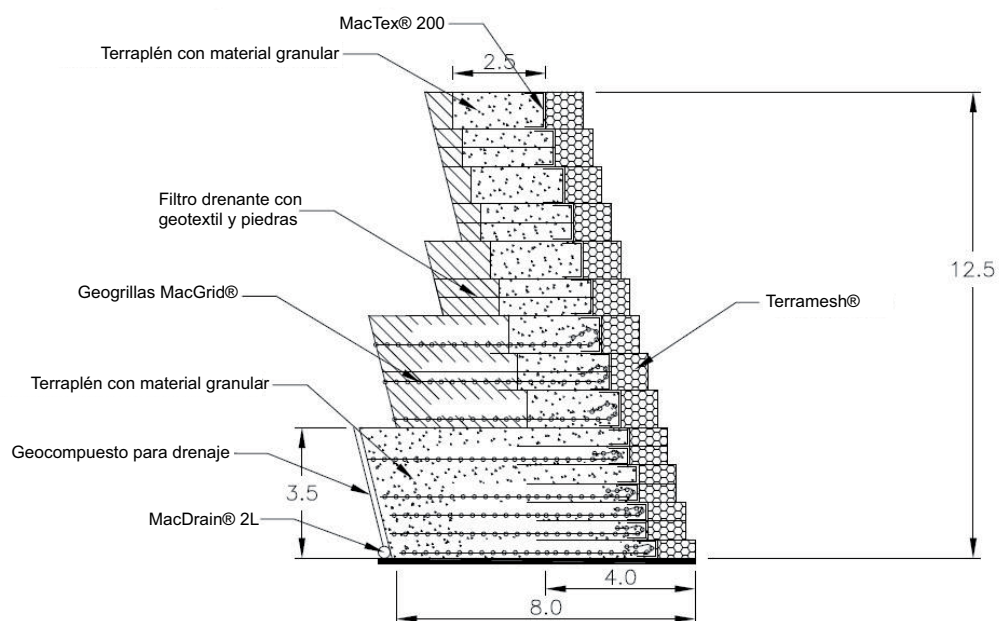
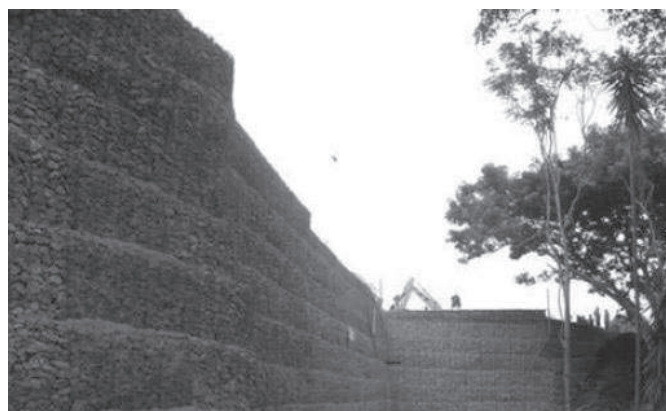
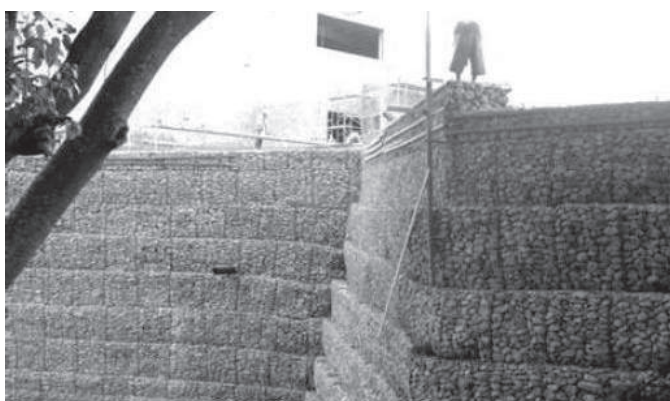


Figura 3.1.67 - Seção transversal típica



Figuras 3.1.68 a 3.1.71 - Depois de la construcción

COLÉGIO ETAPA VALINHOS, SÃO PAULO - BRASIL

SUELO REFORZADO

Productos: Terramesh® System, gabión caja, geotextil Mactex® 200

Problema

En la construcción de la nueva unidad de enseñanza de Colégio Etapa, en Valinhos, había la necesidad de un muro de contención para la ejecución de las vías de acceso a los cinco edificios que serían construidos en diferentes patamares.

Solución

La empresa Plano Engenharia e Consultoria S/C Ltda, consultora contratada por Colégio Etapa, realizó en conjunto con Maccaferri un estudio de contención en suelo reforzado con elementos Terramesh® aliada a un contexto ambiental y paisajístico. El muro rodeó todos los edificios, permitiendo a los alumnos acceso fácil para el desembarque y embarque en la portarías de cada conjunto educacional. Además, hubo la construcción de muros en Terramesh® y gabiones en otros sectores del colegio, tales como en las proximidades del gimnasio de deportes. La solución atendió satisfactoriamente a todos los requisitos técnicos y arquitectónicos solicitados por el cliente.



Figura 3.1.72 - Antes de la obra



Figura 3.1.73 - Durante la construcción

Nombre del Cliente

COLÉGIO ETAPA

Constructor:

R. PICHINI TERRAPLANAGEM E CONSTRUÇÕES LTDA.

Productos usados:

2.400 m² Terramesh® System
152 m² Gabión Caja

Fecha de la obra

Inicio:	Octubre / 2004
Término:	Marzo / 2005



Figura 3.1.74 - Durante de la construcción

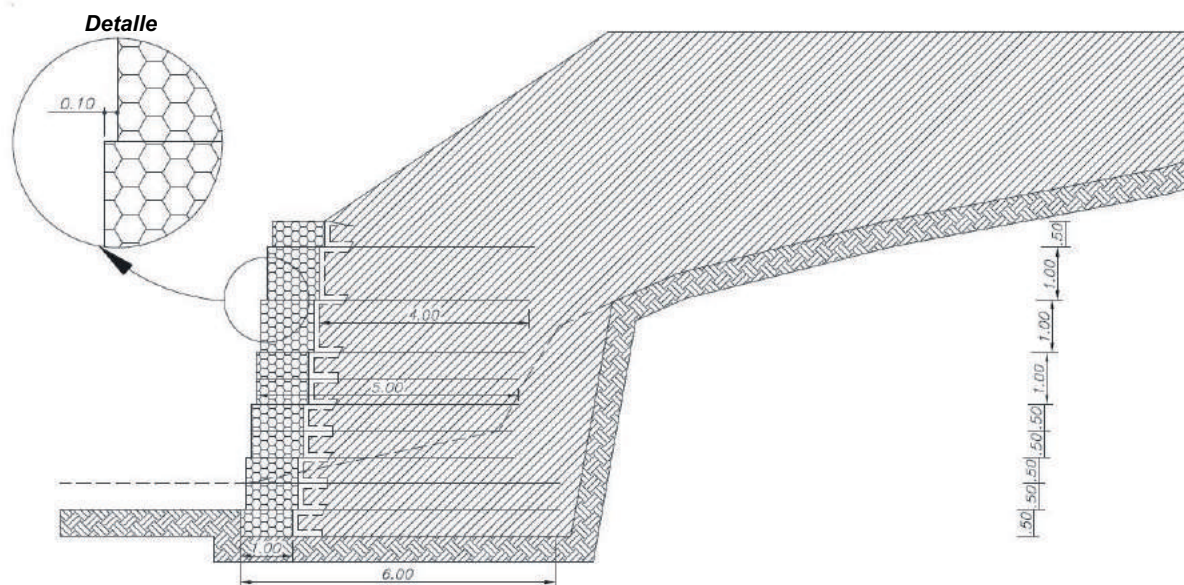


Figura 3.1.75 - Sección transversal típica



Figura 3.1.76 - Depois de la construcción



Figura 3.1.77 - Depois de la construcción



Figura 3.1.78 - Depois dae la construcción



Figura 3.1.79 - Depois de la construcción

SAN BARTOLOMÉ POTOSÍ – BOLÍVIA

Solução: ESTRUTURA EM SOLO REFORÇADO

Produtos: Terramesh® System e geogrelhas MacGrid®

Problema

El problema consistía en contener un terraplén de 14 metros de altura para permitir que los camiones, cargados con mineral bruto, tuviesen acceso a la zona de almacenamiento y a la parte superior de la trituradora en la zona de trituración de rocas. Otra cuestión a considerar era con relación a la vibración que este terraplén sufriría en función del funcionamiento de la trituradora y del movimiento de los camiones.

Solución

Inicialmente se preveía la construcción de un muro de concreto armado, pero, en función del elevado costo y el largo tiempo de ejecución previsto, esta opción fue descartada. La solución adoptada fue la construcción de una estructura de suelo reforzado en Terramesh® Grid, que además de atender técnicamente a las exigencias de la obra, fue ejecutado en un corto período a un costo menor que el previsto.

Además, la técnica constructiva de la estructura en Terramesh® Grid facilitó la instalación del equipamiento de trituración: el terraplén al tardo de la estructura ha sido utilizado, inmediatamente después de su formación, como acceso para el montaje de cada etapa de la trituradora.



Figura 3.1.80 - Durante la obra



Figura 3.1.81 - Durante la obra



Figura 3.1.82 - Durante la obra

Nombre del cliente

Empresa Minera Manquiri S.A.

Constructor:

R. PICHINI TERRAPLANAGEM E CONSTRUÇÕES LTDA.

Productos usados:

365 m² de Terramesh® System
8.500 m² de MacGrid® WG

Fecha de la obra

Inicio:	Octubre / 2007
Término:	Febrero / 2008

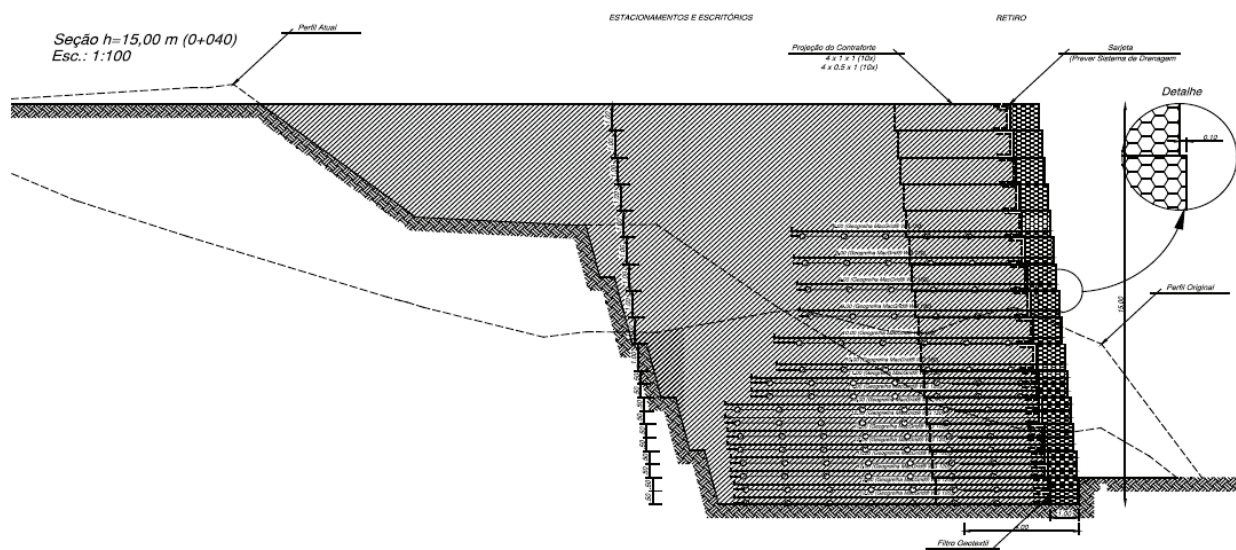


Figura 3.1.83 - Sección transversal típica

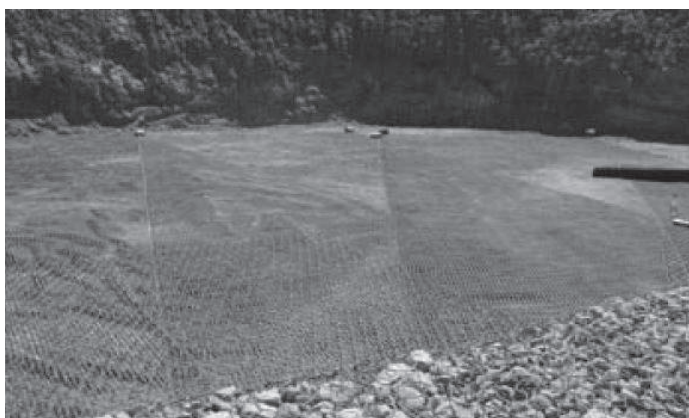


Figura 3.1.84 - Durante la obra



Figura 3.1.85 - Durante la obra



Figura 3.1.86 - Durante la Obra



Figura 3.1.87 - Obra concluída

3.1.6 - INSTALACIÓN

Terramesh® System

El primer paso en la instalación de las soluciones Terramesh® es desdoblar los elementos sobre una superficie rígida y plana, tirando eventuales irregularidades, levantar el panel posterior y posicionar las laterales paralelamente al plano de la base, posicionar el diafragma en el elemento y costurarlo al paño de base, levantar el panel frontal y la tapa, y costurar las laterales al paño de base y al panel frontal, alternándose, durante la costura, vueltas simples y dobles a cada malla y costurar el diafragma al igual que los paneles.

Cada elemento debe ser posicionado en su local definitivo y costurado a los elementos que estén en contacto a lo largo de todas las aristas. Llenar los elementos en 3 etapas (elementos de 1m de altura) o en 2 etapas (elementos con 0,50m de altura), colocándose los tirantes entre cada camada de material de llenado, acordándose siempre de que un elemento no debe ser lleno sin que el próximo esté parcialmente relleno.

Doblar las tapas y amarrar con el mismo tipo de costura, siendo aconsejable la utilización de un gálbo de madera para la obtención de un buen acabamiento del paramento frontal.

Para facilitar el lanzamiento del terraplén al tardo de la estructura, se debe fijar las colas del elemento Terramesh con el auxilio de grapas.

Fijar un filtro geotextil junto al panel posterior de la caja, siendo éste mayor que el panel para permitir el sobrecartamiento del suelo del terraplén.

Proceder con el terraplén, siendo éste compactado en camadas de 20cm a 30 cm, con el cuidado de que los equipamientos pesados se mantengan a una distancia mínima de un metro del paramento frontal, siendo realizada la compactación en este tramo por medio de equipamientos livianos o manualmente.

Doblar el geotextil sobre el terreno compactado y repetir todas las operaciones para las camadas siguientes, acordándose de costurar los elementos de la camada superior a los elementos de la camada inferior a lo largo de todas las aristas en contacto.

Las geogrillas MacGrid® deben ser posicionadas horizontalmente entre dos elementos Terramesh®, extendidas desde la faz externa del paramento frontal, hasta un largo de anclaje predefinido en proyecto, de acuerdo con solicitudes.

También deben ser definidas en proyecto la resistencia de las geogrillas, su proceso de fabricación, su composición y el espaciamiento vertical entre ellas.

Se debe prestar mucha atención al correcto sentido de la aplicación de las geogrillas, visto que

para el refuerzo de estructuras de contención, las geogreitas poseen resistencia longitudinal muchas veces superior a la transversal, y la inversión en el sentido de aplicación podría reducir a menos de 10 % la capacidad de ese material, comprometiendo seriamente el funcionamiento de la estructura; resumiendo, las geogrillas deben ser instaladas de modo que el sentido de mayor resistencia se encuentre alineado al sentido de mayor sollicitación de la estructura.



Figura 3.1.88 Detalle de la utilización del gálibo en el paramento frontal de una estructura en Terramesh® Grid.



Figura 3.1.89 Aplicación de geogrilla en instalación de solución Terramesh® Grid.

MacWall®

La instalación de la solución MacWall® es iniciada con la regularización de la base a recibir el muro, en caso de suelos con capacidad de soporte considerable, o con la excavación de un “cuna”, para la ejecución de fundación rasa, en grava o concreto delgado, para suelos menos resistentes.

En la primera fase de la instalación también debe ser ejecutado sistema de drenaje con grava (o arena), geotextil y tubo perforado, con el objetivo de se minimizar el empuje hidráulico aplicado a la estructura en bloques.

Se debe aplicar las dos primeras hileras de bloques sobre la base regularizada. A cada bloque aplicado se debe también seguir con la aplicación del sistema de drenaje, que sube verticalmente encostado a la superficie posterior de los bloques, así como el terraplén controlado, a través de camadas compactadas.

Para contenciones en suelo reforzado, después de la aplicación de las dos primeras camadas de bloques, aplique una camada de geogrilla, con largura y resistencia de acuerdo con proyecto. El anclaje de las geogrillas será garantizada por la fricción y peso de los bloques sobreyacentes.

Los bloques deben ser rellenados preferentemente con grava, de modo a aumentar el peso total de la estructura, además de mejorar la conectividad hacia las geogrillas. El relleno con arena puede ser ejecutado, desde que sea considerado en el dimensionamiento de la estructura.

En caso de contenciones a la gravedad, se debe seguir con la aplicación de los bloques, respetándose los retrocesos horizontales (paramentos inclinados), o el alineamiento de la faz (paramentos verticales).

El trabamamiento entre bloques es realizado por vástagos metálicos, que de acuerdo con el posicionamiento, definen si la estructura será vertical, o presentará inclinación de 6° en su paramento frontal.

Así como en la construcción con bloques convencionales, se debe evitar la sobreposición de juntas, variándose el inicio y el fin de las hileras.

Para estructuras curvas en suelo reforzado, se debe tener atención especial hacia refuerzos adicionales, a fin de evitar áreas sin refuerzos.

El espaciamiento entre bloques puede ser utilizado para el desarrollo de vegetación en la faz de la estructura, dándole un aspecto diferenciado a la contención.

Curvas más acentuadas pueden ser construidas sólo con el arreglo de los bloques convencionales o con la utilización de ½ bloques, de acuerdo con el proyecto en cuestión.



Figura 3.1.90 Preparación de "cuna" y drenaje con grava y geotextil.

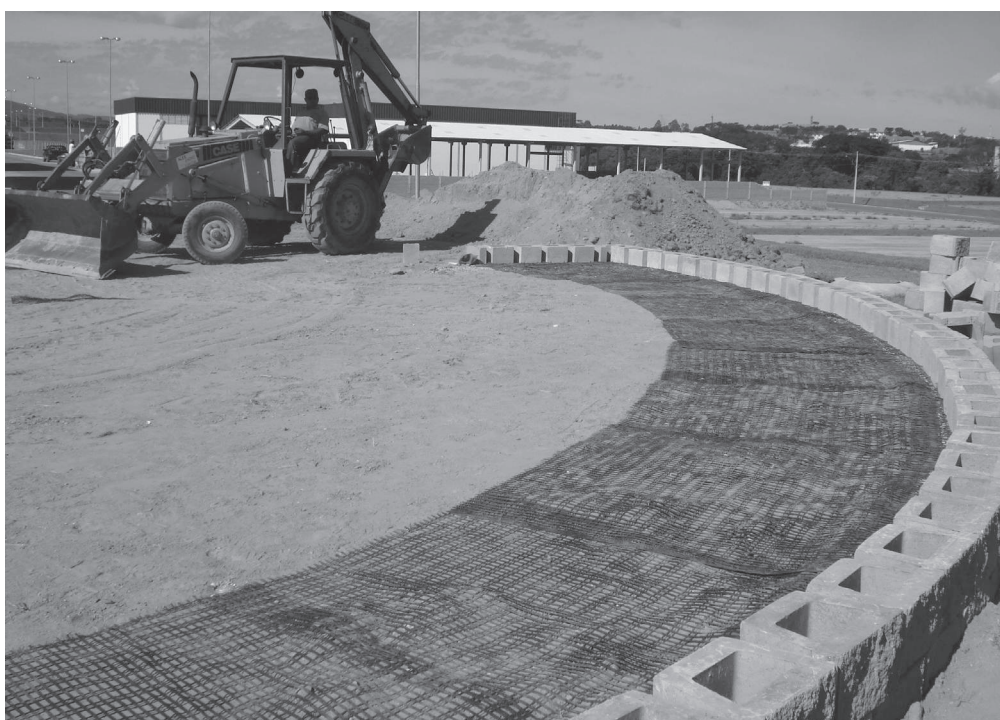


Figura 3.1.91 Instalación de geogrillas ancladas bajo hilera de bloques.

3.1.7 - NORMAS RELACIONADAS.

ASTM A975 - 97(2003) Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses (Metallic-Coated Steel Wire or Metallic-Coated Steel Wire With Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Coating);

ASTM A856 / A856M - 03 Standard Specification for Zinc-5% Aluminum-Mischmetal Alloy-Coated Carbon Steel Wire;

ASTM A641 / A641M - 03 Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Carbon Steel Wire;

NBR8964 - Arame de aço de baixo teor de carbono, zincado, para gabiões;

NBR10514 - Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabiões.

3.1.8 - BIBLIOGRAFIA

Guidicini, G. & Nieble, M.C., 2000 - Estabilidade de taludes naturais e de escavação, Edgard Blücher, 2o reimpressão;

Koerner, R. M., 1998, Designing with Geosynthetics (4th Edition), Prentice Hall, USA;

Fiori, P.A. & Carmignani, L., 2001, Fundamentos de mecânicas dos solos e das rochas - aplicações na estabilidade de taludes, Editora da UFPR;

Vertematti, C.J., 2004 - Manual Brasileiro de Geossintéticos, Edgard Blücher;

Bowles, E. J., 1996 - Foundation Analysis and Design - Fifth edition, McGraw-Hill;

Vargas, M., 1979 - Introdução à Mecânica dos Solos, McGraw-Hill do Brasil Ltda;

Terzaghi, K., 1949 - Mecánica Teórica de los Suelos, Acme Agency, Soc. Resp. Ltda;

Badillo, J. & Rodríguez, R., 2003 - Mecánica de Suelos "Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos", Tomo 2, Noriega Editores;

Sayão, A. & ORTIGÃO, J.A.R., 1999 - Coleção Manual Técnico de Encostas - Análise e Investigação, Volume 1, Rio de Janeiro: Georio;

Massad, F., 2003 - Obras de Terra "Curso básico de geotecnia", São Paulo: Oficina de Textos;

PREFEITURA MUNICIPAL DE VITÓRIA – SEDEC DPU, 2002, Especificação para elaboração do projeto de estabilização de encostas, Vitória;

BRITISH STANDARD - Code of practice for “Strengthened / Reinforced soils and others fills”, BS 8006:1995;

Vidal, D. M., Campos, T., 1999 - Anais do 4º Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental - RE-GEO'99. - S. José dos Campos: ABMS, 1999. v. 1. 544 p;

Barros, P. L. A., 2005 - Obras De Contenção - Manual Técnico, Maccaferri do Brasil Ltda. - São Paulo;

Carvalho, P. A. S. (Coord.); DER - Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São Paulo - Taludes de Rodovias / Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas, São Paulo, 1991.

3.2 - REFUERZO DE TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

3.2.1 - GENERALIDADES

Los refuerzos de terraplenes sobre suelos blandos en general son realizados en obras de terraplén, cuya capacidad de soporte de los suelos de fundaciones requiere la presencia de un elemento estabilizante, pues se verifica la posibilidad de mecanismos de ruptura que pueden llevarse a la ruina tales construcciones, incluso antes de concluidas.

3.2.2 - INTRODUCCIÓN

Para una investigación geotécnica en locales propicios para la construcción de obras de infraestructura, es común la presencia de camadas de suelos con baja capacidad de soporte, suelos total o parcialmente saturados, los llamados suelos mulles. Esos suelos, cuando cargados, sufren un nivel de compresibilidad que induce adensamiento. De manera muy simple, adensamiento nada más é que la retirada del agua existente en los vacíos del suelo, esos suelos a su vez presentan baja resistencia al cisallamiento que, durante el proceso de adensamiento, conduce a un estado de tensiones tal que puede llevarlos a ruptura.

El análisis de estabilidad de un terraplén reforzado sobre suelos muelles es gobernado principalmente por la resistencia al cisallamiento del suelo de fundación, o el suelo que está inmediatamente en contacto con la base del terraplén. Se concluye que en general los problemas en la construcción de los terraplenes compactados sobre suelos blandos son esencialmente causados por la baja capacidad de soporte de la fundación, que, solicitado el cisallamiento, no encuentra suficiente resistencia y rompe, siendo necesaria la adición de un refuerzo geosintético en la base de ese terraplén a fin de estabilizarlo contra las tres clases de ruptura normalmente analizadas, conforme esquematizadas en las figuras 3.2.1a, 3.2.1b y 3.2.1c.

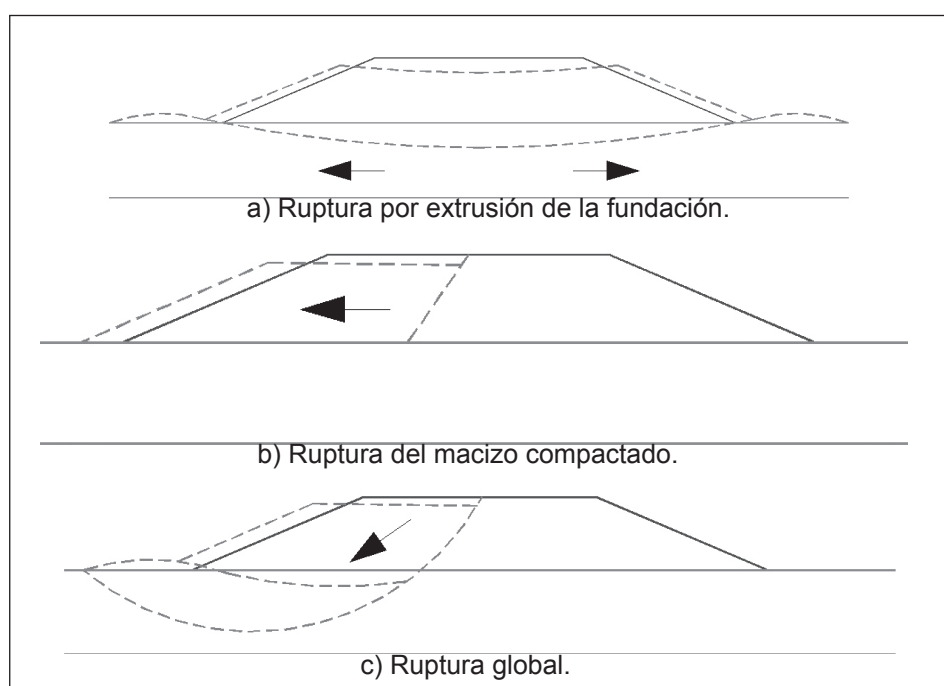


Figura 3.2.1 – Clases de ruptura de terraplenes sobre suelos blandos (JEWELL, 1982).

3.2.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Los criterios establecidos por la BS 8006 son similares a los presentados anteriormente, siendo gobernados por la tensión cisallante del suelo de fundación y a los problemas de capacidad de soporte. Los estados-límite últimos considerados por la BS 8006 son:

Os estados-limite últimos considerados pela BS 8006 são:

1. Estabilidad local del material del terraplén.
2. Estabilidad rotacional del material del terraplén.
3. Estabilidad de deslizamiento lateral del material del terraplén.
4. Estabilidad de extrusión de la fundación.
5. Estabilidad global.

Los estados-límite de serviciabilidad considerados son:

1. Tensión excesiva en el refuerzo.
2. Asentamiento de la fundación.

El ejemplo que vendrá en seguida cubrirá los siguientes estados-límite últimos:

- ☐ Estabilidad local del material del terraplén;
- ☐ Estabilidad de deslizamiento lateral del material del terraplén;
- ☐ Estabilidad de extrusión de la fundación.

Factores de seguridad parciales

La BS 8006 es una norma que utiliza el estado-límite; debe aplicar factores de seguridad parciales a las cargas, al suelo, y a los parámetros de resistencia. Los factores parciales especificados por BS 8006 para uso en los proyectos de terraplenes sobre suelos blandos están presentados de manera resumida en la tabla 3.2.1.

Tabla 3.2.1 – Resumen de factores parciales usados por la BS 8006 para proyectos de terraplenes sobre suelos blandos.

Factores parciales		Estado límite último	Estado límite de serviciabilidad
Fator para la carga	Peso específico	$f_{fs} = 1,3$	$f_{fs} = 1,0$
	Carga permanente	$f_f = 1,2$	$f_f = 1,0$
	Carga mueble	$f_q = 1,3$	$f_q = 1,0$
Fator para el material del suelo	Aplicado a $\tan\phi_{cv}'$	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
Fator de interação solo/reforço	Deslizamiento a través de la superficie del refuerzo	$f_s = 1,3$	$f_s = 1,0$
	Resistencia al arrancamiento del refuerzo	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$

El factor parcial para el material del suelo, que considera la resistencia del refuerzo a largo plazo, es también especificado por la BS 8006. El factor parcial para el material, f_m , es calculado como sigue abajo:

$$f_m = f_{m11} \cdot f_{m12} \cdot f_{m21} \cdot f_{m22} \quad (3.2.1)$$

Donde:

f_{m11} es un factor parcial del material relativo a la consistencia de fabricación del refuerzo, y a como la resistencia puede ser afectada por eso y posible imprecisión en esta evaluación;

f_{m12} es un factor parcial del material relativo a la extrapolación de los ensayos procediendo con la resistencia de base;

f_{m21} es un factor parcial del material relativo a la susceptibilidad del refuerzo a daños de instalación;

f_{m22} es un factor parcial del material relativo al ambiente en el cual el refuerzo es instalado.

Los efectos del “creep” a largo plazo son considerados en el proyecto limitando la carga en el refuerzo para prevenir la ruptura por creep del refuerzo por encima de la vida de proyecto. Un factor parcial por creep, f_{cr} , es introducido previendo que el refuerzo alcance la ruptura por creep durante la vida del proyecto de la estructura. El factor parcial por creep no es parte de la BS 8006, que usa una resistencia limitada por creep (CLS – Creep Limited Strength) para considerar la fluencia.

En general los fabricantes de geosintéticos para refuerzo, por ejemplo geogrietas, especifican valores para el factor parcial del creep a ser considerado apropiadamente para uso en terraplenes sobre suelos blandos con varios períodos de vida útil para proyecto, normalmente dos, sesenta y ciento veinte años.

Adicionalmente, la BS 8006 responde por las ramas económicas de falla de terraplenes sobre suelos blandos especificando un factor parcial para ramas de falla, f_n .

La magnitud de ese factor parcial depende del tipo de la estructura y de la vida de proyecto. Para terraplenes sobre suelos blandos la ramificación de falla puede variar del medio $f_n = 1.0$ al máximo resultando en $f_n = 1.1$. Cuando la falla del terraplén resulte en daños moderados y pérdidas de servicio las ramificaciones de falla son moderadas, en tanto que para terraplenes de carreteras y ferrocarriles las ramificaciones de falla deben ser mayores. La resistencia de proyecto, P_d , de refuerzo en la dirección transversal del terraplén, es determinada según la siguiente ecuación:

$$P_d = T_{rp} \cdot f_m \cdot f_n \cdot f_{cr} \quad (3.2.2)$$

Donde:

T_{rp} es el estado límite máximo de la fuerza de tracción a ser resistida por el refuerzo en la base del terraplén.

Estabilidad interna del terraplén

Para la estabilidad interna o local (figura 3.2.2), la geometría del talud del terraplén deberá respetar la siguiente relación:

$$\frac{H}{L_s} \leq \frac{\tan \phi'_{cv}}{f_{ms}} \quad (3.2.3)$$

Donde:

H es la altura del terraplén;

L_s es el largo horizontal del talud del terraplén;

ϕ'_{cv} es el ángulo de fricción de la mayor tensión del terraplén bajo condiciones de tensión efectiva;

f_{ms} es el factor parcial del material aplicado a $\tan \phi'_{cv}$.

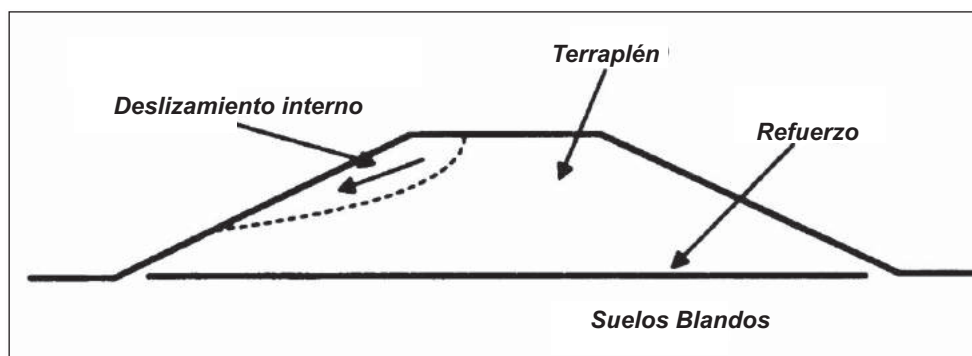


Figura 3.2.2 – Estabilidad interna o local del terraplén.

Estabilidad contra el deslizamiento lateral del terraplén (estabilidad interna)

La estabilidad contra el deslizamiento lateral del terraplén debe considerar cualquier superficie preferente de deslizamiento entre el terraplén y la superficie superior del refuerzo en la base. El refuerzo en la base del terraplén es necesario para la resistencia a empuje horizontal externo del material de terraplén. La carga sobre el refuerzo es máxima en la extremidad de la cresta:

$$T_{ds} = 0,5 \cdot K_a \cdot H (f_{fs} \cdot \gamma \cdot H + 2 \cdot f_q \cdot w_s)$$

(3.2.4)

Donde:

K_a es coeficiente de empuje activo = $\tan^2 (45^\circ - \phi'_{cv}/2)$;

f_{fs} es el factor parcial para el peso específico;

γ es el peso específico del material de terraplén;

f_q es el factor parcial para la carga aplicada externamente;

w_s es la carga distribuida externamente.

Para generar la tensión, T_{ds} , en el refuerzo, el material del terraplén no deberá deslizarse sobre él. Para prevenir ese deslizamiento horizontal, el máximo largo de anclaje del refuerzo, L_e , deberá ser considerado, figura 3.2.3.

$$L_e \geq \frac{0,5 K_a H (f_{fs} H + 2 f_q w_s) f_s f_n}{\gamma h \frac{\alpha' \tan \phi'_{cv}}{f_{ms}}}$$

(3.2.5)

Donde:

f_s es el factor parcial para resistencia al deslizamiento del refuerzo;

h es la altura media del terraplén sobre la largura L_e ;

α' es el coeficiente de interacción que relaciona terraplén/refuerzo con el ángulo ϕ'_{cv} .

Estabilidad de la extrusión en la fundación

La geometría del terraplén induce tensiones cisallantes externas dentro de la camada de suelo blando, donde el suelo de la fundación por ser muy blando y de profundidad limitada puede llevar a extrusión de la fundación. La largura del talud del terraplén, L_s , debe ser grande lo bastante para prevenir la movilización de esas tensiones cisallantes externas.

El mecanismo de falla asume que la extrusión lateral da fundación se origina abajo del terraplén. Para prevenir ese estado-límite hay que limitar el movimiento externo de la fundación por medio del adecuado confinamiento lateral que se desenvuelve en la superficie bajo el refuerzo de la base del terraplén. Dos condiciones deben ser evaluadas:

1. Resistencia al cisallamiento bajo el refuerzo debe ser suficiente para resistir al cargamento lateral desarrollado en el suelo de fundación.
2. El refuerzo en la base debe poseer suficiente resistencia a la tracción para resistir a los esfuerzos inducidos por la tensión cisallante transmitida por el suelo de fundación.

Donde el suelo blando de la fundación es de profundidad limitada y la resistencia cisallante no drenada es constante con la profundidad, será válida la relación mostrada abajo para determinar el largo mínimo necesario para el talud (figura 3.2.3).

$$L_s \geq \frac{\left(f_{fs} \gamma_1 H + f_q w_s - \frac{4c_u}{f_{ms}} \right) z_c}{\frac{(1 + \alpha'_{bc}) c_u}{f_{ms}}} \quad (3.2.6)$$

Donde:

f_{fs} es el factor parcial para el peso específico del suelo;

f_q es el factor de carga parcial para carga externa aplicada;

γ_1 es el peso específico del material de terraplén;

H es la altura máxima del terraplén;

w_s es la intensidad de sobrecarga en el tope del terraplén;

c_u es la resistencia cisallante no drenada de la camada de suelo de fundación;

f_{ms} es el factor parcial del material aplicado a c_u ;

z_c es la profundidad de la camada de suelo blando cuando la fundación posee profundidad limitada con resistencia cisallante no drenada constante con la profundidad;

α'_{bc} es el coeficiente de interacción que relaciona la adherencia suelo/refuerzo con C_u .

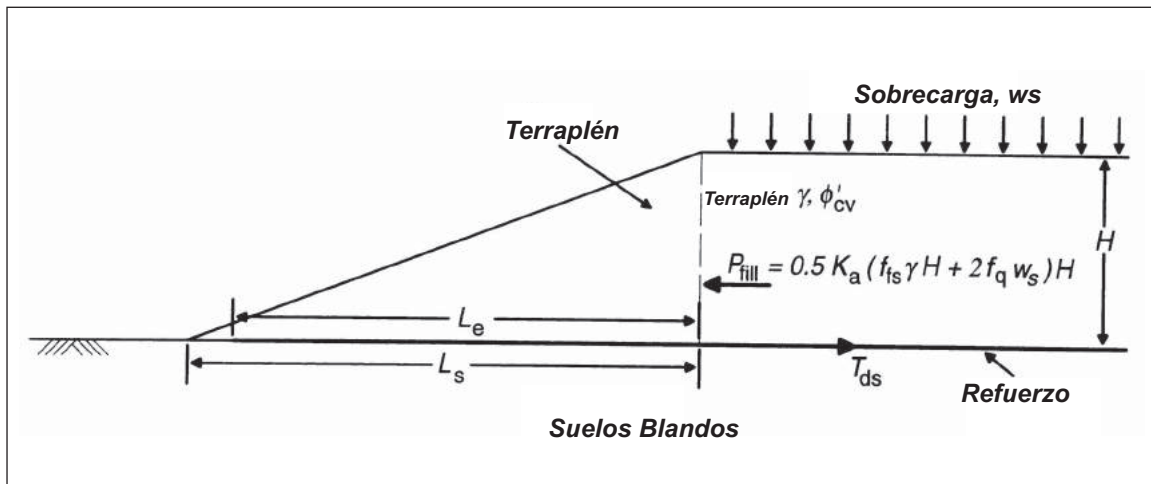


Figura 3.2.3 – Estabilidad contra deslizamiento lateral en la interfaz terraplén/refuerzo.

La tensión generada en el refuerzo de la base T_{rf} por metro debido al esfuerzo cisallante en la fundación es demostrada en la figura 3.2.4.

$$T_{rf} = \frac{\alpha'_{bc} C_{UO} L_e}{f_{ms}} \quad (3.2.7)$$

Donde:

C_{UO} es la resistencia cisallante no drenada del suelo de fundación en la faz inferior del refuerzo.

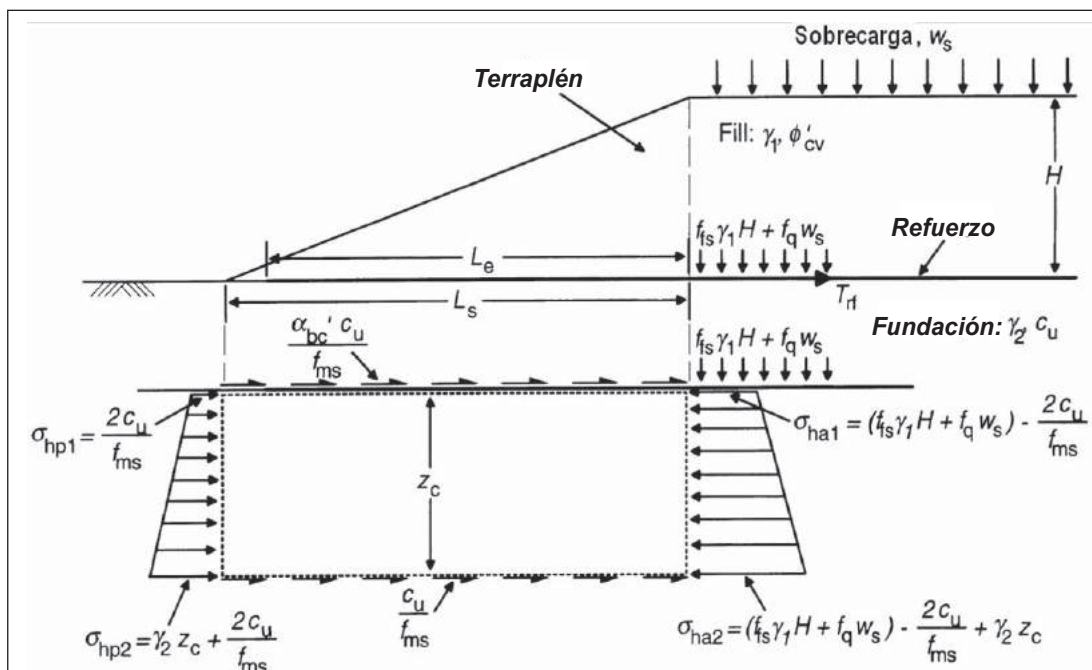


Figura 3.2.4 – Análisis de estabilidad de extrusión de la fundación.

Alargamiento del refuerzo

El máximo alargamiento admisible en el refuerzo y debe ser limitado asegurando que los asentamientos diferenciales no ocurran en la superficie del terraplén. Eso puede ser un problema dentro de terrplenes bajos, donde la curvatura del suelo no consigue se desenvolver totalmente. El esfuerzo de tracción inicial en el refuerzo es necesario para generar la tensión de cargamento de proyecto. La BS 8006 impone en la práctica un límite de 6% para el alargamiento. Para terrplenes bajos ese límite puede ser reducido para prevenir movimientos diferenciales en la superficie del terraplén. El alargamiento a largo plazo (debido al creep) del refuerzo debe ser mantenido en un mínimo para garantizar que las deformaciones localizadas, a largo plazo, no ocurran en la superficie del terraplén. La BS 8006 restringe a máxima deformación por creep, considerando la vida útil de proyecto, en 2% para el refuerzo geosintético.

La compatibilidad entre las deformaciones de proyecto asumidas y las calculadas es hecha con referencia a la curva tensión/deformación a corto plazo para las geogrietas.

3.2.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

A seguir será presentado un ejemplo de cálculo que procede con las directrices establecidas por la BS 8006. Todos los parámetros presentados como datos de entrada para el desarrollo de los cálculos fueron estimados de manera de tentar retratar un caso real, pero no siguen ningún estudio inicial de proyecto.

Parámetros considerados en el cálculo

Ángulo de fricción del terraplén $\phi'_{cv} = 33^\circ$;
Resistencia no drenada $C_u = 10,00$ kPa;
Incremento de C_u con la profundidad $p = 1,50$ kPa/m;
Profundidad de la camada de suelo blando $D = 10,00$ m;
Peso específico del terraplén $\gamma = 20,00$ kN/m³;
Altura del terraplén $H = 5,00$ m;
Carga de tráfico $w_s = 10,00$ kN/m²;
Altura media del terraplén $h = 5,00$ m;
Coeficiente de interacción del terraplén $\alpha' = 0,80$;
Coeficiente de interacción del suelo blando $\alpha'_{bc} = 0,40$.

Factores de seguridad parciales

		Factores parciales
Factor para carga para el terraplén	$f_{fs} =$	1,30
Factor para carga permanente	$f_f =$	1,20
Factor para carga muebles	$f_q =$	1,30
Factor parcial: arrancamiento	$f_p =$	1,30
Factor parcial: deslizamiento	$f_s =$	1,30
Fator parcial: $\tan\phi'_{cv}$	$f_{ms} =$	1,00
Factor parcial para ramificaciones de falla	$f_n =$	1,10

Deslizamiento lateral

$$K_a = \tan(45^\circ - \phi'_{cv}/2) = 0,05$$

$$T_{ds} = 0,50 K_a H (f_{fs} \gamma H + 2f_q w_s) = 19,41 \text{ kN/m}$$

$$L_e \geq 0,50 K_a H (f_{fs} \gamma H + 2f_q w_s) f_{fs} / (\gamma h \alpha' \tan\phi'_{cv} / f_{ms}) = 1,07 \text{ m}$$

Extrusión de la fundación

$$L_s \geq (f_{fs} \gamma H + f_q w_s - 4C_u / f_{ms}) z_c / [(1 - \alpha'_{bc}) C_u / f_{ms}] = 20,69 \text{ m}$$

$$T_{rf} = \alpha'_{bc} C_{uo} L_e / f_{ms} = 82,76 \text{ kN/m}$$

Resistencia a tracción requerida por el proyecto

$$T_D = T_{ds} + T_{rf} = 102,17 \text{ kN/m}$$

Comprimento requerido para o talude $L_s = 20,69 \text{ m}$

Resistencia a tracción requerida por el proyecto

$$H / L_s \leq \tan\phi'_{cv} / f_{ms}$$

$$H / L_s = 5,00 / 20,69 = 0,24$$

$$\tan\phi'_{cv} / f_{ms} = \tan 33^\circ / 1,00 = 0,65$$

La relación $H / L_s \leq \tan\phi'_{cv} / f_{ms} \rightarrow 0,24 < 0,65$ fue atendida..

Verificación de la estabilidad local global por el software MacStars® 2000

El software MacStars® 2000, desarrollado por Maccaferri, permite realizar análisis de estabilidad de talud con refuerzo, considerando el método de equilibrio límite, o sea, el refuerzo actuará como una fuerza que influencia en el aumento del momento resistente, sin influenciar una resistencia del suelo, permitiendo así resultados conservadores para el Factor de Seguridad en la estabilidad global. Existe aún la posibilidad de utilizar el método de Bishop o Janbu en la determinación de la superficie de deslizamiento circular crítica que define el menor factor de seguridad global, por medio de una busca automática en que el software presenta una excelente precisión en los resultados, le permitiendo también al usuario intervenir en esa busca, de manera a hacerla aún más eficiente. En el ejemplo de la figura 3.2.5 fue utilizada una camada de geogrilla MacGrid® WG 200. El software MacStars® 2000 referente a ese análisis está en el sitio: www.maccaferri.com.br.

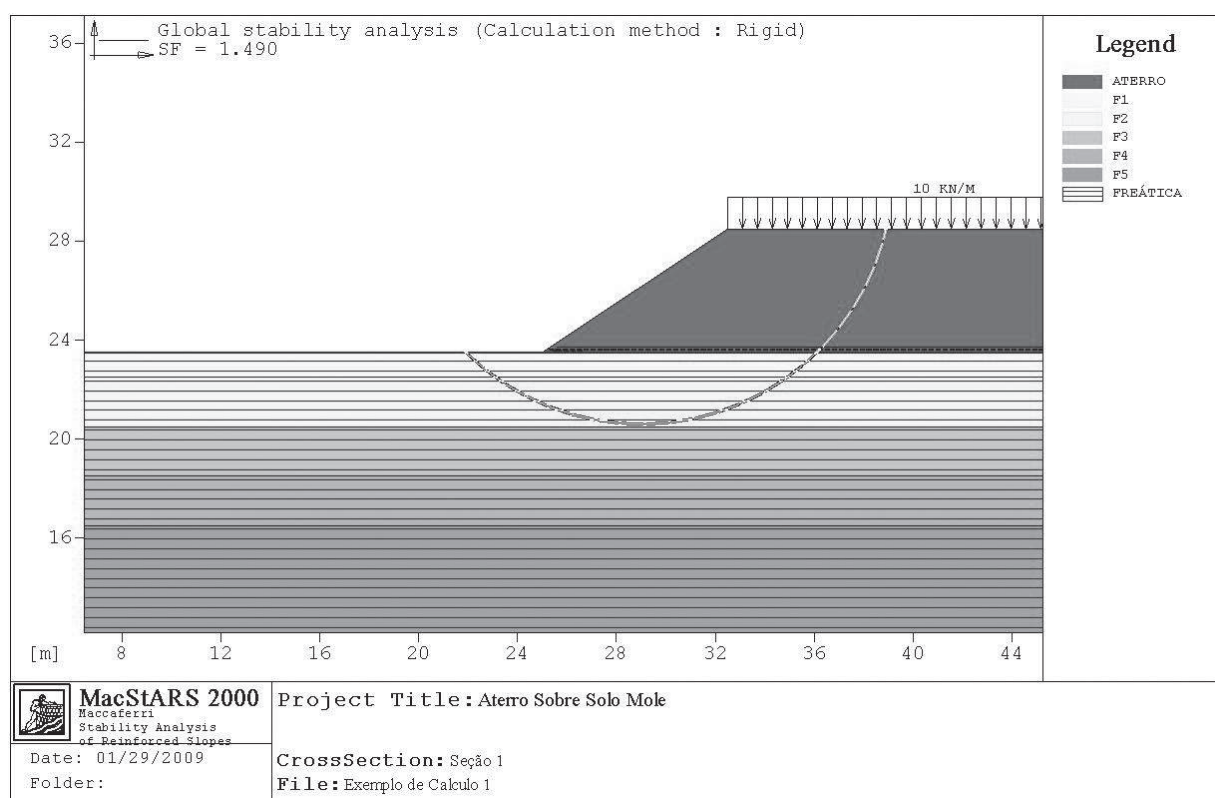


Figura 3.2.5 – Modelando para análisis de estabilidad global hecha con el software MacStars® 2000.

3.2.5 - ANTECEDENTES

LAGOA DO JANSEN
BRASIL, SÃO LUIS - MA

Solución: ESTRUCTURA EN SUELO REFORZADO

Produtos: Productos: Terramesh® System y geogrillas MacGrid®

Problema

El Gobierno del Estado de Maranhão buscaba la revitalización de Lagoa do Jansen, postal de la ciudad de São Luis do Maranhão. La laguna se encuentra en área noble de la capital y había la intención de tornar el sitio un local que permitiese el acceso a la población de manera general. Mientras tanto, en todo entorno de la laguna había una gran camada de suelo blando, que exigía la adopción de sistemas para la estabilización del macizo, antes de se iniciar el proceso constructivo propiamente dicho. Y aún, la necesidad de acelerar el proceso de adensamiento, para que se evitasen problemas futuros de trincas y asentamientos.

Solución

La solución adoptada para este caso fue la aplicación de geodrenos verticales MacDrain® V, que aceleraron el proceso de consolidación de la camada de suelo de baja capacidad de soporte, permitiendo que el área en cuestión se tornase utilizable en un plazo de tiempo mucho menor que se presentaría con un adensamiento de suelo sin la intervención. Además, el terraplén ejecutado sobre el suelo blando, que actúa como sobrecarga en el proceso de aceleración de consolidación, se ha construido sobre una camada de geogrillas MacGrid®, que no sólo aumentaron la seguridad de esa estructura, como también evitaron posibles rupturas de talud, minimizando la ocurrencia de asentamientos diferenciales.



Figura 3.2.6 - Durante la obra



Figura 3.2.7 - Durante la obra



Figura 3.2.8 - Durante la obra

Nombre del cliente:

Governo do Estado do Maranhão.

Constructor:

Coesa Engenharia Ltda.

Produtos usados:

Geogrillas MacGrid® 200 y MacDrain® V.

Fecha de la obra

Início: 1998

Término: 2002

Lagoa do Jansen - São Luiz/MA
Sección Tipo

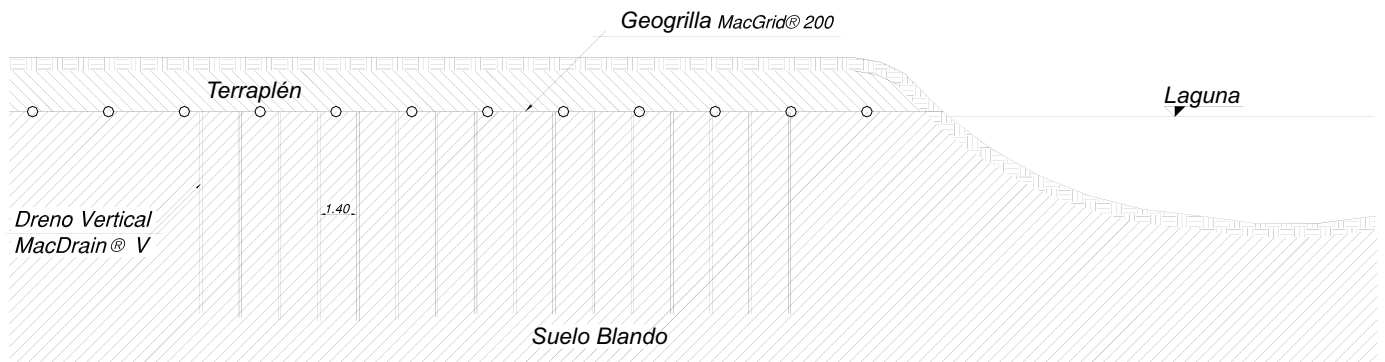


Figura 3.2.9 - Sección transversal típica



Figuras 3.2.10 e 3.2.11 - Obra concluída

3.2.6 - INSTALACIÓN

Prepare el sitio que deberá recibir la geogrilla, sin restos de árboles, rijas o cualquier obstáculo que pueda obstruir el desenrollar de la bobina de geogrilla. Caso haya irregularidades muy pronunciadas, como agujeros que dificulten la posterior rodaje de los equipamientos de compactación, rellenarlas con el propio suelo local. Existen casos en que es necesaria la colocación de un geotextil como elemento separador (ver ítem Separación y estabilización de sublechos). Así, la geogrilla especificada deberá ser colocada sobre el geotextil. Caso el nivel de agua supere el nivel del terraplén, deberán ser previstas medidas de rebajamiento posteriores a la instalación de la geogrilla.

La geogrilla deberá ser desenrollada sobre el local a ser reforzado respetando el contorno delimitado en proyecto. Atención para la dirección principal del refuerzo, pues esa deberá ser siempre la mayor resistencia, y estar en la misma dirección del talud o extremidad del terraplén. La geogrilla debe ser estirada y tensionada manualmente para remover rugas y garantizar que ninguna junta mecánica sea evidenciada.

Deberán ser hechos traslapes mínimos de 30cm entre paneles de geogrilla a fin de garantizar la continuidad del refuerzo, pero esos traslapes NUNCA deberán ser hechos en sentido preferente de ruptura prevista en proyecto. Excepciones deberán ser estudiadas por ingenieros responsables del proyecto.

Instalados los paneles de refuerzo en geogrilla, el material del terraplén podrá ser depositado. Equipamientos más livianos deben actuar en la camada de suelo de avance dentro del área reforzada, evitando que un peso excesivo en un tramo puntual genere discontinuidades en el refuerzo. Se recomienda que ese avance sea hecho en forma de "V" para que la geogrilla se mantenga estirada e el terraplén gane espacio, a la medida que haya el deposito de material. Esa camada de suelo de avance deberá tener aproximadamente de 15cm a 20cm.

Después de la aplicación de la camada de suelo de avance las operaciones de compactación podrán ser hechas de acuerdo con las orientaciones del proyecto de terraplén.



Figura 3.2.12 Aplicación de geogrilla en superficie regularizada.



Figura 3.2.13 Avance del material de terraplén sobre la geogrilla.

3.2.7 - NORMAS RELACIONADAS.

ASTM D6637 - 01 Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method;

ASTM D4354 - 99(2004) Standard Practice for Sampling of Geosynthetics for Testing;

ASTM D5262 - 07 Standard Test Method for Evaluating the Unconfined Tension Creep and Creep Rupture Behavior of Geosynthetics;

BS 8006:1995 Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.

3.2.8 - BIBLIOGRAFIA

Amorim JR., W. M., (1992), "Mecanismos de Interação Solo e Geogrelha", Geossintéticos'92, Brasília, pp.121-139;

CHAI, J. C., (1992), "Interaction Between Grid Reinforcement and Cohesive-frictional Soil and Performance of Reinforced Wall Embankment on Soft Ground", Dissertation, Department of Engineering, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand;

Koerner, R. M., (1998), Designing with Geosynthetics (4th Edition), Prentice Hall, USA. pp. 346 – 386;

Moraes, C. M. de, (2002), Aterros reforçados sobre solos moles – análise numérica e analítica [Rio de Janeiro] 2002 VIII, 223p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2002) Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE 1. Aterro Reforçado 2. Solo Mole I. COPPE/UFRJ II. Título (série);

Teixeira, S. H. C. (2003). Estudo da Interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados. São Carlos, 2003. 214p. Tese de Doutorado submetida à Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

4.1 - LAGUNA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES

4.1.1 - GENERALIDADES

Laguna de tratamiento es un tipo de reserva de aguas servidas, residuales o de desecho industriales y de lixiviado de terraplenes que sufren procesos de tratamiento/decantación con el objetivo de separar o disminuir la cantidad de materia contaminante del agua. Posteriormente al tratamiento, esas aguas ya deben presentar niveles aceptables de polución, pudiendo ser escurridas para un cuerpo receptor (mar o río), o aún “reutilizadas” para fines domésticos o industriales (figura 4.1.1).



Figura 4.1.1 A y B - Lagunas de tratamiento.

4.1.2 - INTRODUCCIÓN

En el pasado toda la basura producida por las ciudades era descartada y lanzada directamente en cursos de agua, donde se encargaban de realizar su depuración por vías naturales: un gran volumen de agua limpia y oxigenada diluía la poca carga de sumideros, residuos industriales y microorganismos, encargándose también de la degradación oxidativa.

En los últimos años, la emisión de efluentes se ha vuelto una práctica insostenible para el medio ambiente. La disposición adecuada de los efluentes, principalmente los orgánicos (sumideros domésticos), se volvió esencial para la protección de la salud pública y la preservación del equilibrio del medio ambiente, puesto que varios tipos de infecciones son transmitidas por la contaminación de la manta freática por material fecal, y cuando en descomposición. La materia orgánica presente en los efluentes consume el oxígeno disuelto en el agua, provocando la muerte de peces y otros organismos acuáticos.

Los residuos líquidos denominados efluentes pueden ser conformados por los más diferentes tipos de compuestos químicos, pudiendo ser esencialmente biodegradables, sin tanta contaminación al medio ambiente, con características semejantes a la de los sumideros sanitarios o no biodegradables. Los residuos industriales pueden ser generados en procesos como lavado de pisos y máquinas o incluso por aguas utilizadas en el proceso productivo propiamente dicho, presentándose totalmente inertes o extremadamente tóxicas y contaminantes al medio ambiente. Esta caracterización se hace necesaria para dimensionar el tipo de tratamiento que el efluente deberá recibir. El proceso de purificación origina normalmente la remoción de microorganismos patogénicos y la reducción del nivel de concentración de varios compuestos químicos presentes en el efluente.

Para el tratamiento de los efluentes líquidos, se debe disponer de un sitio adecuado para recibirlos, reservarlos y permitir la inserción correcta de los dispositivos de tratamiento que fueron dimensionados. El sitio elegido debe ser debidamente impermeabilizado, a fin de evitar el contacto de esos efluentes directamente con el suelo, lo que podría dar lugar a su contaminación y a la de capas freáticas confinadas responsables del abastecimiento de agua de ciudades enteras.

Apuntada esa problemática, surge la necesidad de adopción de sistemas que impermeabilicen la interfaz suelo-efluente en esas áreas de reservación, garantizando la inmunidad de las propiedades del suelo y permitiendo el tratamiento de los efluentes, sin que haya riesgos de infiltración en el suelo. La solución tratamiento es cada vez más representada por la aplicación de geomembranas, compuestas por materiales termoplásticos de baja permeabilidad, lo que garantiza la función de barrera impermeabilizante para control de flujo.

Las geomembranas son conocidas por su baja permeabilidad (alrededor de 10-12 cm/s), y por ese motivo son normalmente aplicadas en sistemas de barrera y desvío de flujo. Son generalmente producidas con polietileno de alta densidad (PEAD o HDPE) con la inclusión la adición de aditivos. Siendo el PEAD un termoplástico derivado del eteno, se sabe que esta resina es inerte por poseer hidrógeno y carbón en su estructura química, lo que agrega al material una alta resistencia al impacto, incluso en bajas temperaturas, y buena resistencia contra agentes químicos. La resistencia a los agentes químicos satisface el uso de este geosintético en sistemas de impermeabilización, quedando expuesto a los más diversos tipos de contaminantes y ácidos, sin comprometer sus propiedades funcionales.

Por esta razón se presenta como una imprescindible opción en obras de protección ambiental, como en la disposición de residuos de las más diversas naturalezas en lagunas de tratamiento previamente impermeabilizadas.



Figura 4.1.2 – a) Laguna de tratamiento después de la instalación de la barrera impermeabilizante; b) laguna de tratamiento en operación.

4.1.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

La disposición de residuos en sitios apropiados envuelve un estudio riguroso relativo a la preservación del medio ambiente, asegurando la mínima interferencia con la fauna y flora, climatología, regímenes y calidad de las aguas superficiales y subterráneas, así como el análisis de factores de orden geológico, geotécnico, estudios climatológicos, geometría de la reserva, entre otros. Todavía lo que se pretende en este manual es realizar el dimensionamiento de la barrera en geosintético, basado en las sollicitaciones a que estarán sujetas las geomembranas, en especial en el tratamiento por sistema de lagunas.

Un correcto dimensionamiento permite seleccionar la geomembrana que atenderá todas las necesidades de proyecto, incluyendo propiedades de resistencia mecánica, física y química de la camada impermeable aplicadas a los sistemas de tratamiento por lagunas.

En especial, para la aplicación en lagunas, es necesario como primer parámetro para el dimensionamiento, proyectar la necesidad de un factor de seguridad global que garantice la resistencia de los materiales con el valor requerido, frente a su principal aplicación:

$$FS = \frac{\theta_{adm}}{\theta_{req}}$$

Donde:

θ_{adm} = Resistencia admisible (resistencia última obtenida en ensayos de laboratorio, simulando las condiciones reales del proyecto bajo factores de reducción).

θ_{req} = Resistencia requerida (valor obtenido por metodología de dimensionamiento que simula las condiciones reales del proyecto).

Consideraciones geométricas

Antes de seleccionar el tipo de geomembrana, es importante determinar la cantidad de área disponible para el volumen de almacenamiento de la laguna. Este parámetro objetivo exclusivamente la determinación de la profundidad requerida, o el volumen de excavación necesario, frente a la inclinación de las laterales. Para una sección regular o cuadrada con inclinación de los taludes uniformes, la ecuación general para la obtención del volumen es:

$$V = H \cdot L \cdot W - S \cdot H^2 \cdot L - S \cdot H^2 \cdot W + 2 \cdot S^2 \cdot H^3$$

Donde:

V = volumen de la reserva

H = altura

W = ancho al nivel del suelo

L = largo al nivel del suelo

S = talud (horizontal a vertical)

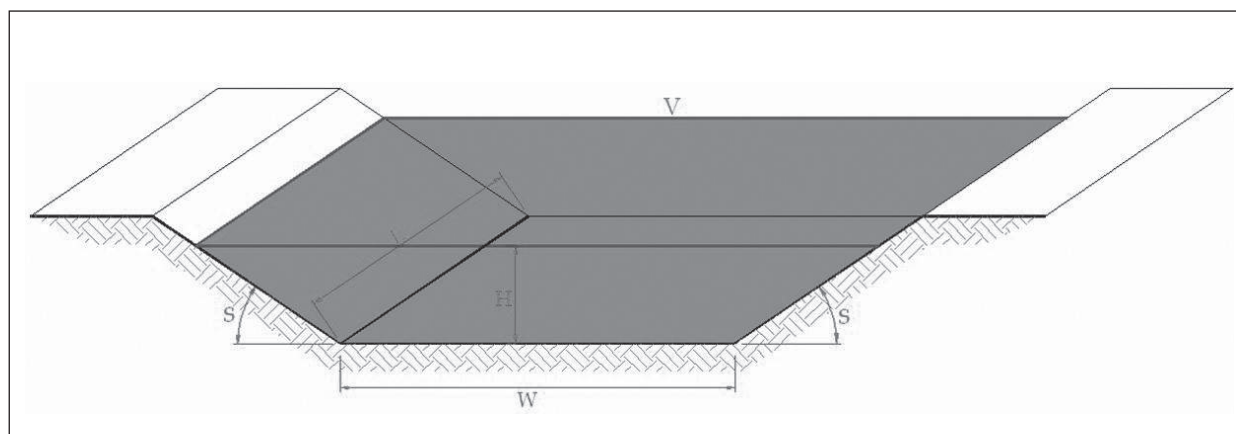


Figura 4.1.3 – Sección típica de una laguna reservando efluente.

Compatibilidad química

Las geomembranas MacLine® son fabricadas en PEAD (Polietileno de Alta Densidad), un termoplástico derivado del eteno con alta resistencia a impacto y agentes químicos. Es una resina inerte por poseer hidrógeno y carbono en su estructura química, pero es necesario verificar su compatibilidad con las sustancias a que estará en contacto, en sus debidas proporciones, garantizando así que no sufra alteraciones en sus propiedades funcionales. Esta verificación se realiza consultándose la tabla de resistencia química del PEAD.

Dimensionamiento del espesor

Existen varias relaciones empíricas entre el espesor de la geomembrana y la altura de la columna de líquido contenido, una vez que el espesor de la geomembrana debe ser dimensionada para soportar las presiones ejercidas sobre ella. Sabiéndose que la resistencia de la geomembrana es directamente proporcional a su espesor, es decir, geomembranas de mayor espesor presentan valores más altos de resistencia mecánica, su correcto dimensionamiento se hace tan necesario e importante como la verificación de su resistencia química al líquido contenido, que es el factor de mayor importancia en cuanto al dimensionamiento de lagunas de tratamiento.

La metodología para el dimensionamiento del espesor se basa en la del equilibrio límite teniendo en cuenta la posible deformación de la geomembrana por tensiones movilizantes, como se demuestra en la figura 4.1.4.

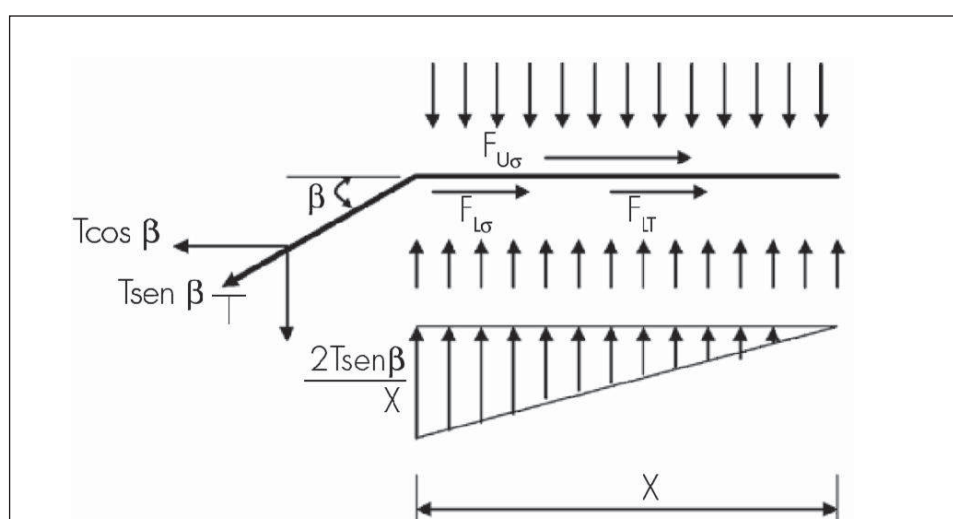


Figura 4.1.4 – Tensiones movilizadoras en un revestimiento en geomembrana

Donde:

β = Ángulo de movilización de la geomembrana con la tensión horizontal;

$F_{U\sigma}$ = Fuerza cizallante sobre la geomembrana, debido al peso del suelo de cobertura;

$F_{L\sigma}$ = Fuerza cizallante bajo la geomembrana, debido al peso del suelo de cobertura;

F_{LT} = Fuerza cizallante bajo la geomembrana debido al componente vertical de T_{adm} ;

x = Distancia para movilización de la geomembrana.

Por medio de un cálculo por equilibrio límite es posible determinar la tensión movilizadora en la geomembrana:

$$\sum F_x = 0$$

$$T \cos \beta = F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT}$$

$$T \cos \beta = \sigma_n \cdot \tan \delta_U \cdot (x) + \sigma_n \cdot \tan \delta_L \cdot (x) + 0,50 \cdot \left(\frac{2T \sin \beta}{x} \right) \cdot (x) \tan \delta_L$$

$$T = \frac{\sigma_n \cdot x \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L}$$

La tensión (T) aplicada sobre la geomembrana es igual a su tensión admisible multiplicada por el espesor:

$$T = \sigma_{adm} \cdot t$$

Considerando $T = \sigma_{adm} \cdot t$, y sustituyendo los valores presentados en las dos ecuaciones anteriores, hay:

$$t = \frac{\sigma_n x (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

Donde:

t = Espesor de la geomembrana;

β = Ángulo de movilización de la geomembrana con la tensión horizontal;

σ_n = Tensión aplicada debido a sobrecarga del terraplén;

δ_U = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material adyacente, por ejemplo, suelo o geotextil.

($\delta_U = 0$ para contención de líquidos y de 10° a 40° para contención de terraplén);

δ_L = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material inferior (determinado en laboratorio el intervalo de 10° a 40° , ASTM D 5321);

x = Distancia para movilización de la geomembrana. Valor determinado en laboratorio con intervalo de 150 mm a 100 mm (Figura 4.1.5);

σ_{adm} = Tensión admisible en la geomembrana (Tabla 4.1.1).

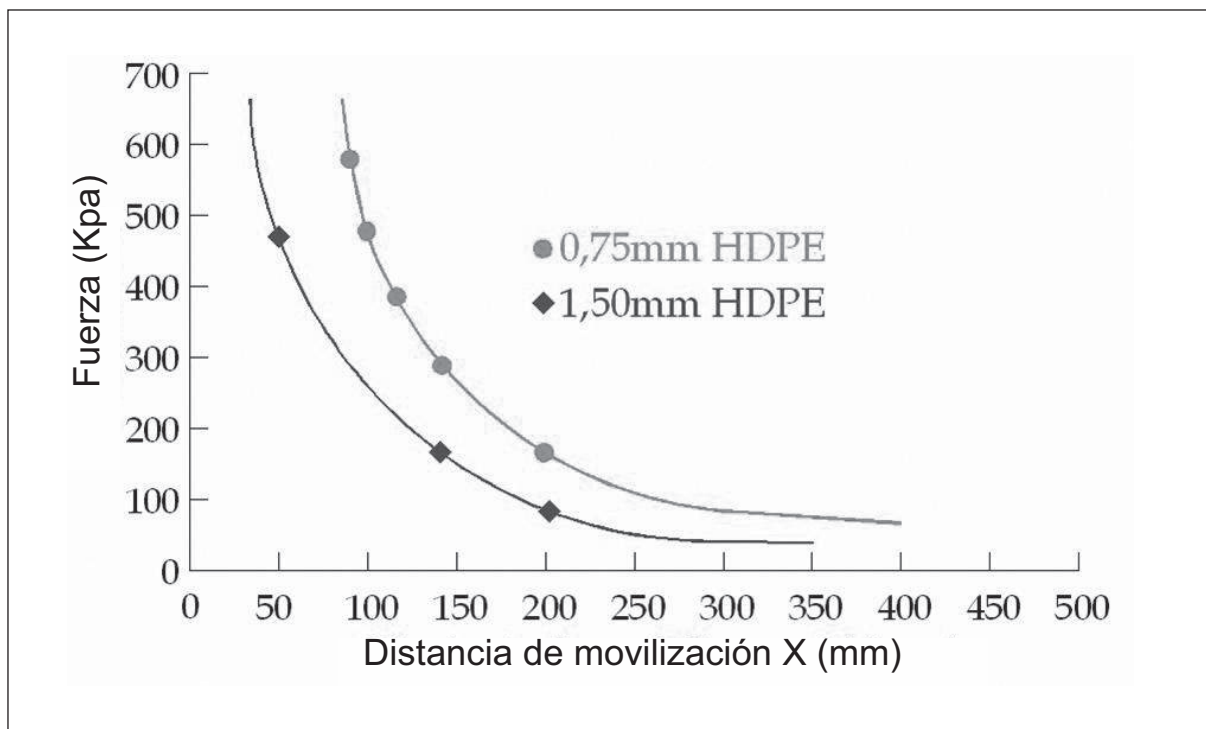


Figura 4.1.5 – Gráfico para obtención de la distancia movilizadora (x).

Tabla 4.1.1 – Características de comportamiento del HDPE bajo tensión.

Propiedades físicas	Unidad.	HDPE
Tensión máxima y su correspondiente deformación	(kPa)	15.900
	(%)	15
Modulo	(%)	450
tensión última y su correspondiente deformación	(MPa)	11.000
	(%)	400

Estabilidad del suelo de cobertura

Las recomendaciones en cuanto a la utilización de las geomembranas orientan que sean previstas camadas de suelo de cobertura sobre el “liner” buscando protección contra oxidación, rayos ultravioleta y altas temperaturas, que inducen a degradación del geosintético. Esas camadas sirven aún como elemento de protección contra posibles daños generados por los trabajos de instalación, sean accidentales o intencionales, y contra punzonamiento y perforaciones debido a presencia de materiales angulares en el suelo. Como este suelo de cobertura representa una masa de suelo de pequeño espesor propensa a deslizarse por acción de la gravedad sobre la geomembrana instalada en talud, hay que verificar la estabilidad contra el deslizamiento obtenida por la fricción de interfaz entre geomembrana y suelo de cobertura.

Ese dimensionamiento está basado en condiciones de equilibrio límite entre el subsuelo, la geomembrana y el suelo de cobertura, describiéndose colocando la suma de fuerzas en función de un ángulo del talud en análisis, para que se pueda obtener un factor de seguridad contra la posible ruptura.

En la figura 4.1.6, es posible observar un diagrama de fuerzas que actúan sobre un segmento de talud revestido por geomembrana y suelo de cobertura de espesor uniforme.

Figura 4.1.6 – Diagrama de fuerzas actuantes en un suelo de cobertura sobre un talud.

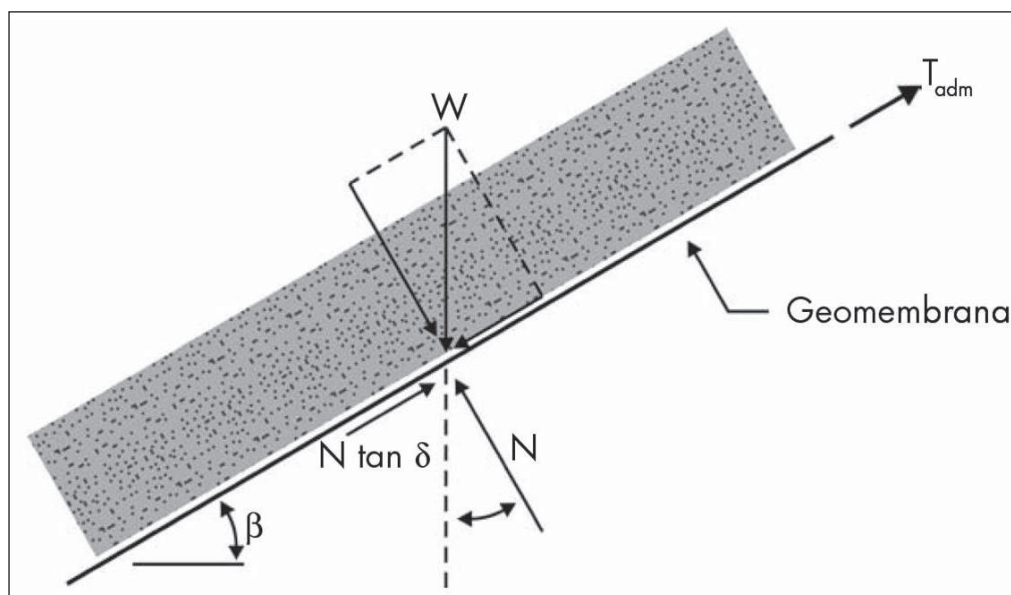


Figura 4.1.6 – Diagrama de forças atuantes em um solo cobertura sobre um talude.

$$FS = \frac{N \cdot \tan \delta_u \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)} = \frac{(W \cdot \cos \beta) \cdot \tan \delta_u \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)}$$

Donde:

W = Peso del terraplén;

β = Ángulo de inclinación del talud con la horizontal;

δ_u = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material adyacente;

L = Largo del talud;

T_{adm} = σ_{adm} · t, Fuerza de tensión en la geomembrana.

Son obtenidos diferentes factores de seguridad para diferentes longitudes de talud, y se selecciona el largo con que se obtiene un FS mínimo de 1 para garantizar que no haya deslizamiento de la camada de suelo.

4.1.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

Se pretende construir una laguna de tratamiento para almacenamiento de 100.000.000 litros de aguas residuales de una industria. El área destinada por la empresa para la construcción de la laguna tiene 200x200m de dimensión. Usando una inclinación para los taludes de 1,5/1 (Horizontal)/(Vertical), cerca de 34°, determinar la altura de excavación de la laguna para obtener el volumen disponible.

Solución:

$$100.000.000 \text{ litros} = 100.000 \text{ m}^3$$

$$V = HLW - SH^2L - SH^2W + 2S^2H^3$$

$$100000 = (200 \cdot 200)H - (1,50)H^2 \cdot 200 - (1,50)H^2 \cdot 200 + 2(1,50)^2 H^3$$

$$100000 = 40000H - 300H^2 - 300H^2 + 4,50H^3$$

$$100000 = 40000H - 600H^2 + 4,50H^3$$

$$H = 2,60 \text{ m}$$

Considerar que la profundidad revestida debe ser mayor que el nivel del agua, permitiendo un borde libre, evitando el transbordo debido a movimientos de las ondas y aumento del nivel por precipitación.

Para este mismo ejemplo, determinar el espesor de la geomembrana que será utilizado para revestir la laguna. Considerar que la geomembrana presenta 8.000kPa de tensión admisible y que la misma estará colocada sobre un geotextil no tejido ($dL=25^\circ$), y sobre ella será compactada una fina camada de suelo de cobertura de 30 cm ($dU=0$; contención de líquidos) y peso específico de 18,00 kN/m³. La distancia de movilización es estimada en 150mm y el factor de seguridad requerido es de 1,70.

$$\text{Sobrecarga: } 2,60\text{m (altura de la laguna)} \times 9,81\text{kN/m}^3 \text{ (peso del líquido)} = 25,50\text{kPa.}$$

$$t = \frac{\sigma_n x (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

$$t = \frac{25,50\text{kPa} \cdot (0,15\text{m}) \cdot (\tan 0^\circ + \tan 25^\circ)}{8000\text{kPa} \cdot (\cos 34^\circ - \sin 34^\circ \cdot \tan 25^\circ)}$$

$$t = 0,0003923289\text{m} \Rightarrow 0,40\text{mm}$$

Por tanto, se selecciona el mínimo espesor comercial. En el caso $t = 0,80\text{mm}$, atendiendo también al factor de seguridad requerido de 1,70.

Verificación de la estabilidad del suelo de cobertura

$$FS = \frac{N \cdot \tan \delta_U \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)} = \frac{(W \cdot \cos \beta) \cdot \tan \delta_U \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)}$$

Donde:

$$W = 18 \cdot 0,30 \cdot 1,00 = 5,40 \text{ kN/m};$$

$$\beta = 34^\circ;$$

$$\delta_U = 18^\circ;$$

$$T_{adm} = \sigma_{adm} \cdot t = 8000 \text{ kPa} \cdot 0,00080 \text{ m} = 6,40 \text{ kN/m}.$$

$$FS = \frac{(5,40 \cdot \cos 34^\circ) \cdot \tan 0^\circ \cdot (L) + 6,40}{5,40 \cdot \sin 34^\circ \cdot (L)}$$

$$FS = \frac{4,48L + 6,40}{3,02L}$$

Estimando el largo del talud, son obtenidos los siguientes FS:

Largura de inclinación (m) FS:

Largura de inclinación	FS
6,00	1,84
7,00	1,79
8,00	1,74
9,00	1,72
10,00	1,70
11,00	1,68
12,00	1,66
13,00	1,65
14,00	1,63

Por tanto el largo máximo de inclinación deberá ser de 10,00m.

Cálculo de las dimensiones de la trinchera para anclaje de la geomembrana.

$$\gamma_{AT} = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$\sigma_n = 18 \cdot 0,30 = 5,40 \text{ kN/m}^2;$$

$$\varphi = 30^\circ;$$

$$K_A = \tan^2 (45 - \varphi/2) = 0,33;$$

$$K_P = \tan^2 (45 + \varphi/2) = 3;$$

$$\delta_U = 18^\circ;$$

$$\delta_L = 10^\circ;$$

$$\beta = 20^\circ;$$

$$T_{adm} = 6,40 \text{ kN/m}.$$

Donde:

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n \cdot L_{RO} \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L}$$

$$6,40 = \frac{5,40 \text{ kN/m}^2 \cdot L_{RO} - (\tan 18^\circ + \tan 10^\circ) - [(9d_{AT} + 5,40) \cdot 0,33d_{AT}] + [(9d_{AT} + 5,40) \cdot 3d_{AT}]}{\cos 34^\circ - \sin 34^\circ \cdot \tan 10^\circ}$$

$$6,40 = \frac{5,40 \cdot L_{RO} - (0,32 + 0,18) - [2,97d_{AT}^2 + 1,78d_{AT}] + [27,00d_{AT}^2 + 16,20d_{AT}]}{0,83 - 0,56 \cdot 0,18}$$

$$6,40 \cdot 0,73 = 5,40 \cdot L_{RO} - 0,50 - [2,97d_{AT}^2 + 1,78d_{AT}] + [27,00d_{AT}^2 + 16,20d_{AT}]$$

$$4,67 + 0,50 = 5,40 \cdot L_{RO} - [2,97d_{AT}^2 + 1,78d_{AT}] + [27,00d_{AT}^2 + 16,20d_{AT}]$$

$$5,17 = 5,40 \cdot L_{RO} - [2,97d_{AT}^2 + 1,78d_{AT}] + [27,00d_{AT}^2 + 16,20d_{AT}]$$

$$5,17 = 5,40 \cdot L_{RO} - 2,97d_{AT}^2 - 1,78d_{AT} + 27,00d_{AT}^2 + 16,20d_{AT}$$

$$5,17 = 5,40 \cdot L_{RO} + 24,03d_{AT}^2 + 14,42d_{AT}$$

Asumiendo $L_{RO} = 0,50 \text{ m}$ es posible determinar el valor de d_{AT} :

$$24,03d_{AT}^2 + 14,42d_{AT} = 2,47$$

$$d_{AT} = 0,20 \text{ m}$$

Pero es coherente adoptar como valor mínimo la altura de trinchera d_{AT} igual a 0,30m.

4.1.5 - ANTECEDENTES

BEM BRASIL ALIMENTOS ARAXÁ -MG - BRASIL

Impermeabilización y Drenaje

Productos: MacLine® y MacDrain TD®

Problema

Para la construcción de la nueva unidad de Bem Brasil Alimentos en Araxá/MG, fue necesario implantar cuatro lagunas de tratamiento de efluentes y un sistema de control de flujo, según exigencias del órgano ambiental local.

Solución

Las soluciones adoptadas fueron: impermeabilización con geomembrana MacLine® y drenaje de testimonio con geocompuesto MacDrain® TD. El sistema de drenaje tiene como función detectar eventuales fallas en el sistema de impermeabilización y estanqueidad. En caso de filtración del material efluente, éste es conducido a un pozo de monitoreo para la detección en el momento de las inspecciones. Y en caso de filtración gaseosa, el sistema evita la formación de bolsas de gases abajo de la geomembrana que pueden ocasionar serios daños a la impermeabilización. Ambas soluciones atendieron perfectamente a los requisitos del órgano ambiental local y a las necesidades funcionales de las lagunas y del sistema de control de flujo.

Nombre del cliente:

Bem Brasil Alimentos Ltda.

Constructor:

EnvironQuip – Engenharia de Sistemas Ambientais Ltda.

Productos usados:

15.000,00 m² - Geomembrana MacLine® 1,00 mm
500,00 m² - Geocomposto para drenagem MacDrain® TD

Fecha de la obra

Inicio:	Agosto / 2006
Término:	Outuctubre / 2006



Figura 4.1.7 - Durante la obra



Figura 4.1.8 - Durante la obra



Figura 4.1.9 - Durante la obra

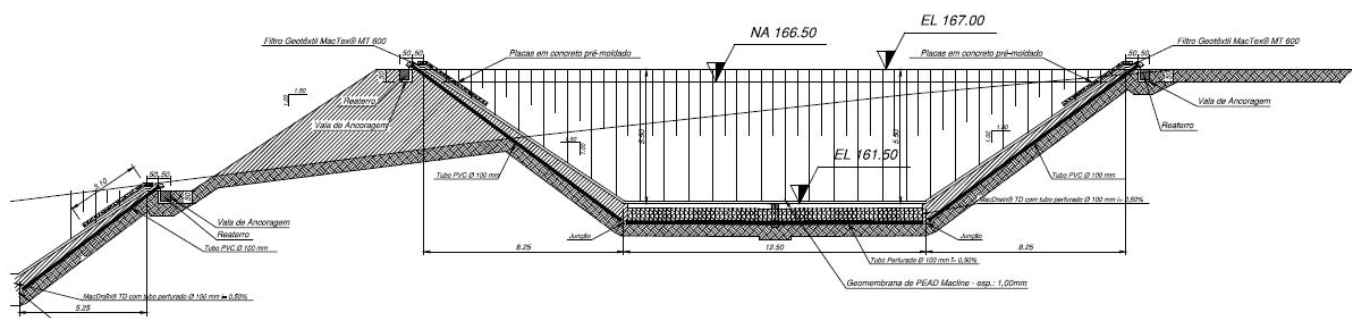


Figura 4.1.10 - Sección Transversal Típica



Figura 4.1.11 - Durante la obra



Figura 4.1.12 - Durante la obra



Figura 4.1.13 - Durante la obra



Figura 4.1.14 - Durante la obra

4.1.6 - NORMAS RELACIONADAS

ABNT NBR 8083 – Terminologia para obras de impermeabilização;

ABNT NBR 8419 – Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos;

ABNT NBR 15495-1 – Poços de monitoramento de águas subterrâneas em aquíferos granulares
- Parte 1: Projeto e construção;

ABNT NBR 15495-2 – Poços de monitoramento de águas subterrâneas em aquíferos granulares
- Parte 1: Desenvolvimento;

ABNT NBR 15352 – Mantas termoplásticas de polietileno de alta densidade (PEAD) e de polietileno linear (PEBDL) para impermeabilização.

ASTM D5321 - 08 Standard Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method;

ASTM D5322-98 - Standard Practice for Immersion Procedures for Evaluating the Chemical Resistance of Geosynthetics to Liquids;

ASTM D2487 - 06e1 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System);

ASTM D5496 - 98(2003) Standard Practice for In Field Immersion Testing of Geosynthetics;

ASTM D5747 - 08 Standard Practice for Tests to Evaluate the Chemical Resistance of Geomembranes to Liquids;

ASTM D 792 – Specific Gravity (Relative Density) and Density of Plastics by Displacement;

ASTM D 1004 – Test Method for Initial Tear Resistance of Plastics Film and Sheeting;

ASTM D 1238 – Test Method for Flow Rates of Thermoplastics by Extrusion Plastometer;

ASTM D 1505 – Test Method for Density of Plastics by the Density-Gradient Technique;

ASTM D 1603 – Test Method for Carbon Black in Olefin Plastics;

ASTM D 3895 – Test Method for oxidative Induction Time of Polyolefins by Thermal Analysis;

ASTM D 2418 – Test Method for Determination of Carbon Black Content in Polyethylene Compounds by the Muffle-Furnace Technique;

ASTM D 4833 – Test Method for Index Puncture Resistance of Geotextiles, Geomembranes and Related Products;

ASTM D 5199 – Test Method for Measuring Nominal Thickness of Geotextiles and Geomembranes; ASTM D 5397 – Procedure to Perform a Single Point Notched Constant Tensile Load – (SPNCTL) Test: Appendix;

ASTM D 5596 – Test Method for Microscopic Evaluation of the Dispersion of Carbon Black in Poly-olefin Geosynthetics;

ASTM D 5721 – Practice for Air-Oven Aging of Polyolefin Geomembranes;

ASTM D 5885 – Test Method for Oxidative Induction Time of Polyolefin Geosynthetics by High Pressure Differential Scanning Calorimetry;

ASTM D 5994 – Test Method for Measuring the Core Thickness of Textured Geomembranes;

ASTM D 6693 – Test Method for Determining Tensile Properties of Nonreinforced Polyethylene and Nonreinforced Flexible Polypropylene Geomembranes;

IRAM 78032 – Geomembranas de polietileno de alta densidad (HDPE);

IRAM 13319 – Plásticos. Método de determinación del negro de humo y su grado de dispersión en compuestos de polietileno; Método para determinação de negro de fumo e grau de dispersão de compostos de polietileno;

IRAM 13342 – Películas plásticas. Método de determinación de la resistencia a la propagación del rasgado;

IRAM 78028 – Geomembranas. Envejecimiento en estufa de convección mecánica de geomembranas de poliolefinas.

4.1.7 - BIBLIOGRAFIA

Koerner, R. M., (1998) Designing with Geosynthetics (4th Edition), Prentice Hall, USA.

Narejo, D., Koerner, R., Wilson-Fahmy, (1996), Puncture Protection of Geomembranes – Part I, II and III, GRI.

Geosynthetic Research Institute (GRI), GM 13 (2006) – Test methods, Test properties and Testing frequency for High Density Polyethylene (HDPE) Smooth and Textured Geomembranes.

Vertematti, J.C., (2004) Manual Brasileiro de Geossintéticos, São Paulo, Edgard Blücher.

4.2 - TERRAPLENES DE RESIDUOS SÓLIDOS

4.2.1 - GENERALIDADES

El Terraplén de residuos es una forma de deposición final de residuos oriundos de actividad humana. En él son dispuestos residuos de origen doméstico, comercial, industrial, de servicios de salud o desechos sólidos retirados del sumidero. Es una obra de ingeniería proyectada bajo criterios técnicos, cuya finalidad es garantizar la disposición de residuos sólidos urbanos sin causar daños a la salud pública y al medio ambiente. Se diferencian del sistema utilizado por depositos de basura a cielo abierto o echamiento a cielo abierto, donde los residuos son simplemente descargados sobre el suelo, sin medidas de protección al medio ambiente o a la salud pública. Se le considera una de las técnicas más eficientes y seguras de destinación de residuos sólidos, porque permite un control eficiente y seguro del proceso y casi siempre presenta la mejor relación costo-beneficio.

La correcta y segura operación de un terraplén de residuos envuelve el apilamiento y compactación de los residuos, cubiertos diariamente por una camada de suelo, a fin de disminuir el mal olor y evitar que los residuos permanezcan a cielo abierto en contacto con animales y expuestos a lluvia (figura 4.2.1).

La compactación del residuo tiene como objetivo reducir el volumen ocupado y aumentar el área disponible, prolongando la vida útil del terraplén, además de proporcionar mejoras en sus características geotécnicas (tema estudiado con mucha frecuencia actualmente).

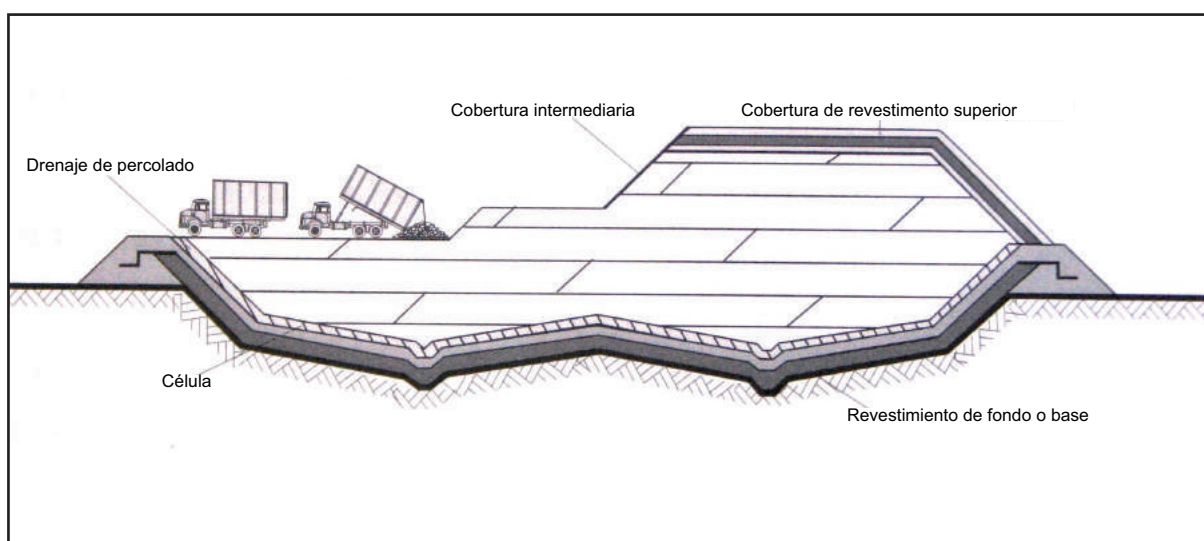


Figura 4.2.1 – Esquema del terraplén de residuos en operación (Boskov, 2008).

4.2.2 - INTRODUCCIÓN

Actualmente, el estudio del comportamiento de los residuos sólidos en cuanto a su producción, características físico-químicas y disposición en sitios apropiados es hecho por diversos pesquisadores. En cuanto a la disposición, existe la preocupación en torno al bienestar de la población alrededor, pues las sustancias presentes en los residuos pueden venir a provocar la aparición de vectores transmisores de enfermedades, o contaminar la manta freática por la infiltración de líquidos generados por la basura (material lixiviado).

A fin de garantizar la preservación de áreas de deposición de residuos y evitar que haya contaminación del suelo local, se ha comprendido la necesidad de preparar el sitio de almacenaje de los residuos de manera confiable, impidiendo que el suelo y los cuerpos de agua vinieran a sufrir contaminación, minimizando al máximo el impacto ambiental. Esa preparación se hace por intermedio de sistemas de impermeabilización o barreras impermeables y captación de los gases generados por la descomposición de la materia orgánica presente en el residuo.

La función de estas barreras impermeables es confinar o encapsular el material degradable, protegiendo el sublecho y eliminando la infiltración de aguas en el macizo de residuos sólidos enterrados, evitando la percolación de material lixiviado de modo que no haya contaminación de mantas de agua confinadas o manantiales. Los materiales que componen esas barreras deben presentar características de estanqueidad, durabilidad, resistencia mecánica, resistencia a intemperies y compatibilidad química con los residuos.

Con respecto a la impermeabilización, tales materiales deben presentar baja conductividad hidráulica, lo que representa, la mayor parte de las obras, una exigencia indiscutible. Esas barreras pueden ser originarias de materiales naturales, como suelos arcillosos bien compactados que presentan coeficiente de permeabilidad cerca de $k=10^{-7}$ cm/s, con espesor mínimo de 1,50m, o de materiales sintéticos como las geomembranas de polietileno de alta densidad (PEAD o HDPE), con espesor mínimo de 0,001m. Tal diferencia de espesor puede ser considerado como una de las principales ventajas en utilizar materiales sintéticos.

La aplicación de geomembranas en obras de protección ambiental se presenta como una alternativa bastante interesante en función de sus características mecánicas y principalmente por su espesor, proporcionando un mejor aprovechamiento de los volúmenes disponibles. Siendo un material de origen industrial, es decir, pasa por un control de producción riguroso, es posible garantizar sus propiedades físico-químicas, según reglamentaciones internacionales como GM-13, indispensables para obras que requieren atención especial de parte de las normas relacionadas a los materiales con que lidian.

Las geomembranas son geosintéticos de bajísima permeabilidad ($k=10^{-12}$ cm/s), prácticamente impermeables. Son fabricadas en polietileno de alta densidad a partir de resinas vírgenes y estabilizadas con los más modernos aditivos del mercado, resultando de ahí un polímero de alto peso molecular y excelentes propiedades físico-químicas. A este polímero se le agregan aditivos, generando un producto final de características fundamentales bastante mejoradas. Entre esos aditivos se destacan los termoestabilizantes y antioxidantes que aumentan significativa-

mente la resistencia a intemperies.

El negro de humo, en especial en cantidad, es de 2 ó 3 % en la formulación, torna a la geomembrana prácticamente inmune a la acción de los rayos ultravioleta (UV) emitidos por el sol; así se aumenta su vida útil.

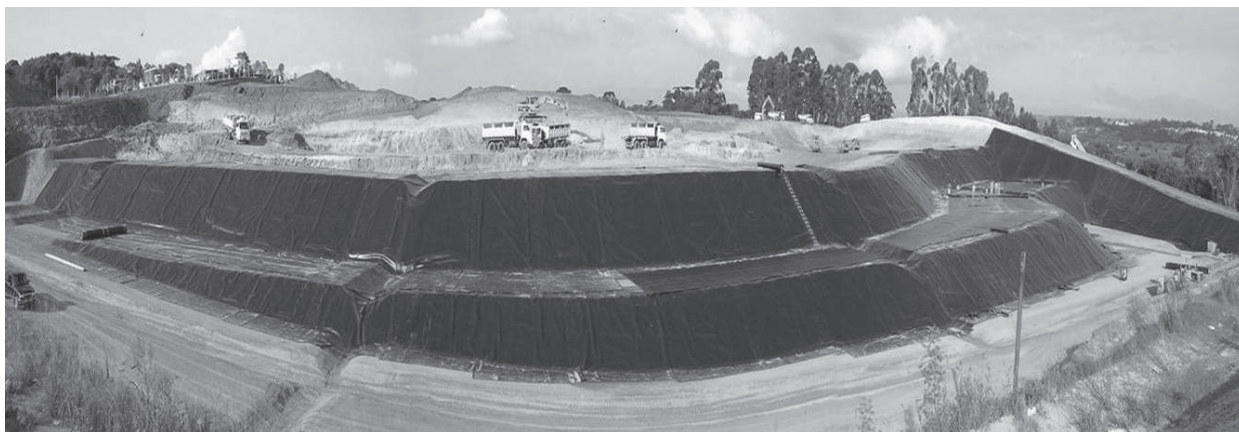


Figura 4.2.2 – Instalación de geomembranas MacLine® en terraplén de residuo.

4.2.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

La utilización de geomembranas en sistemas de impermeabilización permite posibilitar la disposición de residuos en sitios donde las condiciones del subsuelo no atenderían a las exigencias del órgano de control ambiental. Un correcto dimensionamiento permite seleccionar la geomembrana que todas las necesidades de proyecto, incluyendo propiedades de resistencia mecánica, física y química de la camada impermeable.

Lo que se pretende en este manual es realizar el dimensionamiento de la barrera geosintética basado en las solicitaciones a que estará sujeta, en especial la impermeabilización de terraplenes de residuos sólidos. Para esta aplicación es necesario, como primer parámetro de dimensionamiento, considerar un factor de seguridad global (FS) que garanta a resistencia del material con el valor requerido, frente a su principal función.

$$FS = \frac{\theta_{adm}}{\theta_{req}}$$

Donde:

θ_{adm} = Resistencia admisible (resistencia última obtenida en ensayos de laboratorio, simulando las condiciones reales del proyecto bajo factores de reducción);

θ_{req} = Resistencia requerida (valor obtenido por metodología de dimensionamiento que simula las condiciones reales del proyecto).

Consideraciones de localización y geometría

La disposición de residuos en sitios apropiados envuelve un estudio riguroso relativo a la preservación del medio ambiente, asegurando la mínima interferencia con la fauna y flora, climatología, regímenes y calidad de las aguas superficiales y subterráneas, así como el análisis de factores de orden geológico, geotécnico, estudios climatológicos, geometría del terraplén, entre otros. En el momento en que se inicia un estudio para implantación de terraplenes sanitarios, los órganos ambientales de la ciudad deberán ser consultados para que las distancias mínimas de cursos de agua, agua subterránea, densidad de la población atendida, y restricciones de localización sean cuidadosamente respetadas y atendidas.

En cuanto a la geometría del terraplén, éste puede ser ejecutado de tres maneras, excavado abajo del nivel del terreno (zanja), arriba del terreno, o a la vez con excavación y deposición arriba del terreno (figura 4.2.3). La profundidad o elevación de los terraplenes de residuos obedece principalmente el límite de volumen de residuo generado de acuerdo con el crecimiento de la población y la estabilidad geotécnica de la obra.

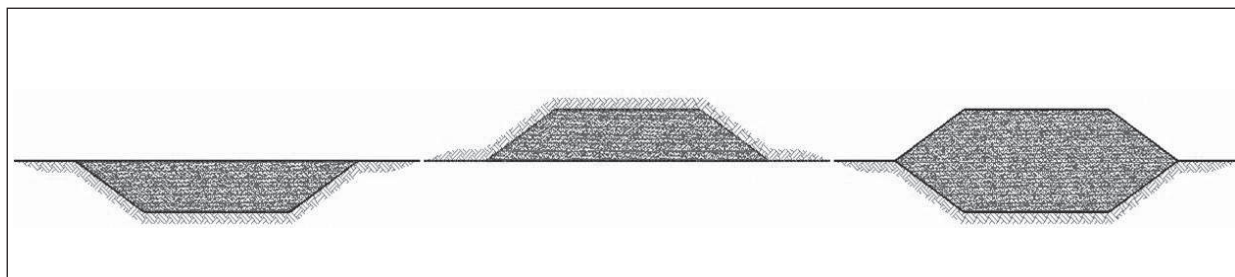


Figura 4.2.3 – Geometría de disposición de terraplenes: a) excavado; b) depositado; c) mixto.

Compatibilidad química

Cuando especificada en proyecto, la barrera impermeabilizante debe proporcionar al sistema, además de estanqueidad, la compatibilidad con el material depositado, para que en una reacción entre la camada residual en contacto con estas barreras, ésta permanezca inerte químicamente. El macizo residual sufre descomposiciones naturales que liberan lixiviado, sustancias químicas y gases. Por ese motivo las geomembranas se muestran mucho más interesantes en estas aplicaciones porque, a diferencia de los suelos con baja permeabilidad, no cambian reacciones químicas con los residuos enterrados.

Estos suelos son más susceptibles a los ataques de la descomposición sufrida por el residuo, y trae serias consecuencias, como la pérdida de la estanqueidad de la barrera, así como la dismi-

nución del espesor de la camada.

Partiéndose de este presupuesto esta conclusión las geomembranas ganaron mercado y a lo largo de todo su histórico de desempeño se mostraron como una alternativa eficaz y ambientalmente correcta. Pueden ser fabricadas a partir de diversos polímeros plásticos, siendo los más conocidos el PVC (Policloruro de Vinilo) y el PEAD (Polietileno de Alta Densidad).

Las geomembranas MacLine® son fabricadas en PEAD (Polietileno de Alta Densidad), un termoplástico derivado del Etano con alta resistencia a impacto y agentes químicos. Es una resina inerte por poseer sólo hidrógeno y carbono en su estructura química.

Comparadas a las geomembranas de PVC, las geomembranas de PEAD presentan gran ventaja en la impermeabilización de terraplenes de residuos porque ofrecen mayor resistencia mecánica, además de ser inertes químicamente a la mayoría de los agentes encontrados en ese tipo de obra.

Tabla 4.2.1 – Comparativo entre resistencia química del PVC y del PEAD.

Substância	PVC	PEAD
Acetaldeído	no recomendado	Resistente con restricciones
Acetato de etila	no recomendado	Resistente con restricciones
Acetato de vinila	ensayo recomendado	Resistente
Acetona	no recomendado	Resistente
Ácido acético	no recomendado	Resistente
Ácido benceno-sulfônico	no recomendado	Resistente
Ácido carbólico	no recomendado	Resistente
Ácido fluorsilícico	no recomendado	Resistente con restricciones
Ácido fórmico	no recomendado	Resistente con restricciones
Ácido muriático	no recomendado	Resistente
Ácido nítrico	no recomendado	Resistente con restricciones
Ácido sulfúrico fumegante	no recomendado	Resistente
Asfalto	no recomendado	Resistente con restricciones
Alcohol furfural	no recomendado	Resistente
Benceno	no recomendado	Resistente con restricciones
Bromo	no recomendado	Resistente con restricciones
Cetonas	no recomendado	Resistente con restricciones
Cloroetano	no recomendado	Resistente con restricciones
Azufre	no recomendado	Resistente
Éter etílico	no recomendado	Resistente con restricciones
Fosfato de aluminio	no recomendado	Resistente
Gasolina	no recomendado	Resistente con restricciones
Hexano	no recomendado	Resistente con restricciones
Hidróxido de amonio	no recomendado	Resistente
Hidróxido de bário	no recomendado	Resistente
Hidróxido de calcio	no recomendado	Resistente
Iodo	no recomendado	Resistente
Isoctano	no recomendado	Resistente con restricciones
Nafta	no recomendado	Resistente con restricciones
Óleo combustible	no recomendado	Resistente con restricciones
Óleo para transformadores	no recomendado	Resistente con restricciones
Óleo mineral	no recomendado	Resistente con restricciones
Pentanol	ensayo recomendado	Resistente
Percloroetileno	no recomendado	Resistente con restricciones
Petróleo	no recomendado	Resistente con restricciones
Piridina	no recomendado	Resistente
Potassa cáustica	no recomendado	Resistente
Permanganato de potássio	no recomendado	Resistente
Soda cáustica	no recomendado	Resistente
Tetrahidrofurano	no recomendado	Resistente
Tolueno	no recomendado	Resistente con restricciones
Xileno	no recomendado	Resistente con restricciones

Tabla 4.2.2 – Comparativo de resistencia entre varios polímeros en geomembranas.

Resistencia química de algunas geomembranas comunmente utilizadas								
Químico	Tipo de geomembrana							
	PE		PVC		CSPE		EPDM	
	38°C	70°C	38°C	70°C	38°C	70°C	38°C	70°C
Generales:								
Hidrocarburos alifáticos	x	x						
Hidrocarburos aromáticos	x	x						
Solventes clorinados	x	x					x	
Solventes oxigenados	x	x					x	x
Solventes de petróleo crudo	x	x						
Alcoholes	x	x	x	x			x	x
Ácidos:								
Orgânicos	x	x	x	x	x		x	x
Inorgânicos	x	x	x	x	x		x	x
Metales pesados	x	x	x	x	x		x	x
Sales	x	x	x	x	x		x	x

Hay la necesidad de ensayos específicos para averiguar la resistencia física de los materiales (ASTM D5322; ASTM D5496; ASTM D5747), muy por encima la verificación de la compatibilidad química puede ser hecha por la consulta a la Tabla de Resistencia Química del PEAD, presentada en el ítem 4.1.

Para que se valide toda la metodología que aquí será presentada, ésta debe ser la primera de todas las verificaciones que se hagan sobre el dimensionamiento de geomembranas para impermeabilización de terraplenes sanitarios. Si es constatada la compatibilidad química, bajo las debidas concentraciones y temperatura de la sustancia, dimensionarlas conforme los ítems 2.3, adelante.

Dimensionamiento del espesor.

En general, se recomienda que el espesor mínimo requerido para un revestimiento en geomembrana utilizado en contención de materiales peligrosos sea de 1,50mm, aún así existen normas alemanas que sólo reconocen espesores superiores a 2,00mm.

Sea cuál sea la norma reglamentaria que fije los espesores para las geomembranas en proyecto, se debe trabajar con los cálculos de dimensionamiento, a fin de verificar el nivel de sollicitación

impuesto por las condiciones de proyecto. El espesor de la geomembrana debe ser dimensionada para soportar las presiones ejercidas sobre ella, por esta consideración el dimensionamiento se basa en la metodología de equilibrio límite, teniendo en cuenta la posible deformación en la geomembrana por tensiones movilizadoras (figura 4.2.4).

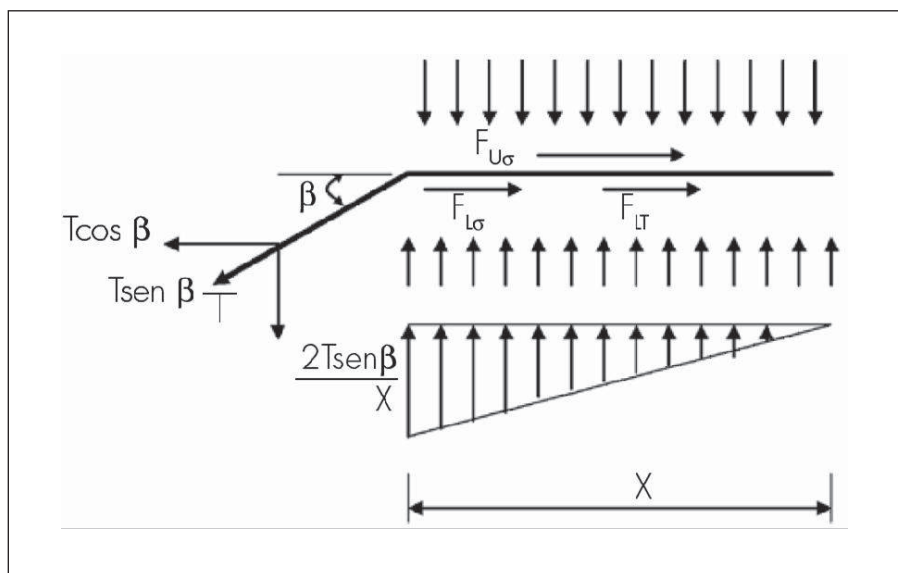


Figura 4.2.4 – Tensiones movilizadoras en un revestimiento en geomembrana.

Donde:

β = Ángulo de movilización de la geomembrana con la tensión horizontal;

$F_{U\sigma}$ = Fuerza cizallante sobre la geomembrana, debida al peso del suelo de cobertura;

$F_{L\sigma}$ = Fuerza cizallante, bajo la geomembrana, debida al peso del suelo de cobertura;

F_{LT} = cizallante bajo la geomembrana debida a la componente vertical de T_{adm} ;

x = Distancia para movilización de la geomembrana.

Por medio de un cálculo por equilibrio límite es posible determinar la tensión movilizadora en la geomembrana:

$$\sum F_x = 0$$

$$T \cos \beta = F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT}$$

$$T \cos \beta = \sigma_n \cdot \tan \delta_U \cdot (x) + \sigma_n \cdot \tan \delta_L \cdot (x) + 0,50 \cdot \left(\frac{2T \sin \beta}{x} \right) \cdot (x) \tan \delta_L$$

$$T = \frac{\sigma_n \cdot x \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L}$$

La tensión (T) aplicada sobre la geomembrana es igual a su tensión admisible multiplicada por el espesor:

$$T = \sigma_{adm} \cdot t$$

Considerando, $T = \sigma_{adm} \cdot t$ y sustituyendo los valores presentados en las dos ecuaciones anteriores, tenemos

$$t = \frac{\sigma_n \cdot x \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

Donde:

t = Espesor de la geomembrana;

β = Ángulo de movilización de la geomembrana con la tensión horizontal;

σ_n = Tensión aplicada debido a sobrecarga del terraplén;

δ_U = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material adyacente, por ejemplo suelo o geotextil ($\delta_U = 0$ para contención de líquidos y de 10° a 40° para contención de terraplén);

δ_L = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material inferior (determinado en laboratorio el intervalo de 10° a 40° , ASTM D 5321);

x = Distancia para movilización de la geomembrana. Valor determinado en laboratorio con intervalo de 150 mm a 100 mm (Figura 4.2.5);

σ_{adm} = Tensión admisible en la geomembrana (Tabla 4.2.3).

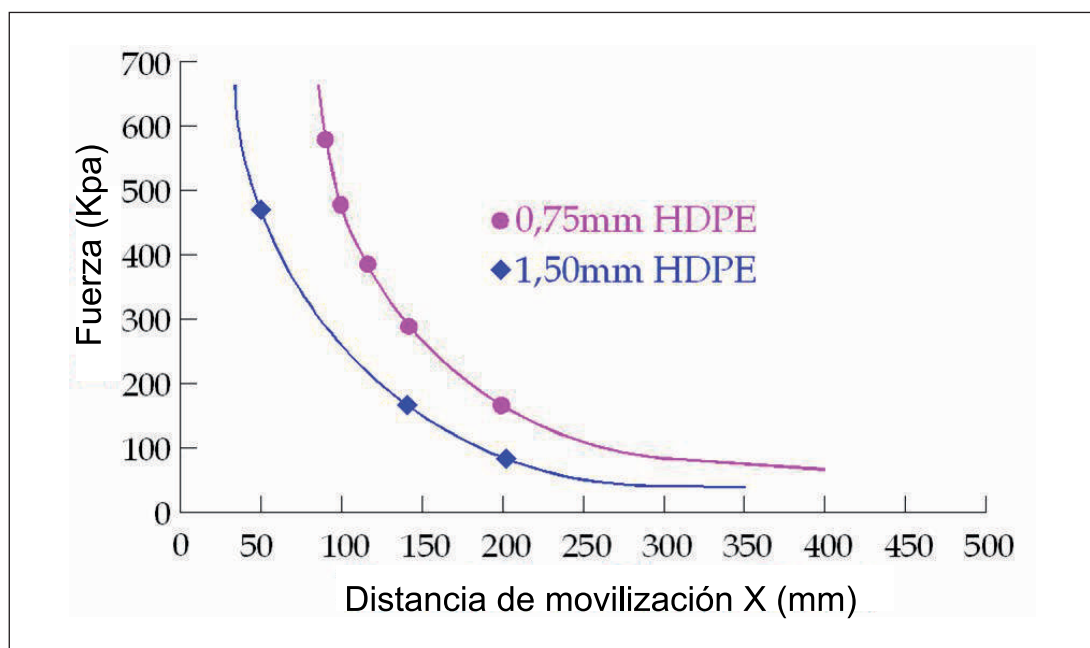


Figura 4.2.5 – Gráfico para obtención de la distancia movilizadora (x).

Tabela 4.2.3 – Características de comportamiento del HDPE bajo tensión.

Propiedades físicas	Unidad	HDPE
Tensión máxima y su correspondiente deformación	(kPa)	15.900
	(%)	15
Módulo	(%)	450
Tensión última y su correspondiente deformación	(MPa)	11.000
	(%)	400

Estabilidad del suelo de cobertura

Las recomendaciones en cuanto a la utilización de las geomembranas orientan que sean previstas capas de suelo de cobertura sobre el “liner” buscando protección contra oxidación, rayos ultravioleta y altas temperaturas, que inducen a la degradación del geosintético. Esas capas sirven aún como elemento de protección contra posibles daños generados por los trabajos de instalación, sean accidentales o intencionales, y contra punciones y perforaciones debido a presencia de materiales angulares en el sublecho. Como este suelo de cobertura representa una masa de suelo de pequeño espesor propenso a deslizarse por acción de la gravedad sobre la geomembrana instalada en el talud, hay que verificar la estabilidad contra el deslizamiento obtenida por la fricción de interfaz entre geomembrana y suelo de cobertura.

Ese dimensionamiento está basado en condiciones de equilibrio límite entre el subsuelo, la geomembrana y el suelo de cobertura, iscribiéndose la suma de fuerzas en función de un ángulo del talud en análisis, para que se pueda obtener un factor de seguridad contra la posible ruptura.

En la figura 4.2.6 es posible observar un diagrama de fuerzas que actúan sobre un segmento de talud revestido por geomembrana y suelo de cobertura de espesor uniforme.

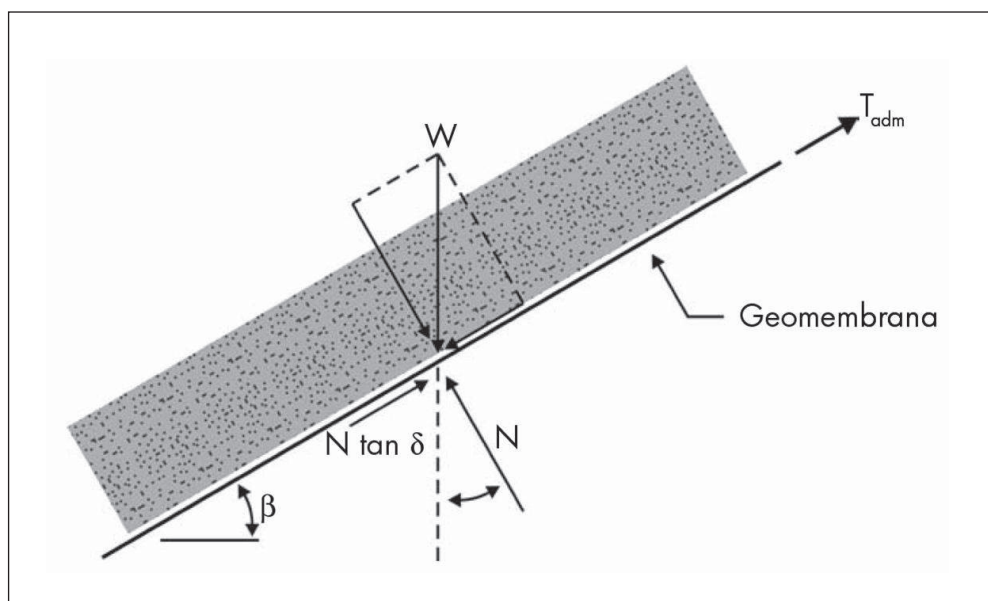


Figura 4.2.6 – Diagrama de fuerzas actuantes en un suelo de cobertura sobre un talud.

$$FS = \frac{N \cdot \tan \delta_U \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)} = \frac{(W \cdot \cos \beta) \cdot \tan \delta_U \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)}$$

Donde:

W = Peso del terraplén;

β = Ángulo de inclinación del talud con la horizontal;

δ_U = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material adyacente;

L = Largura del talud;

T_{adm} = σ_{adm} · t, Fuerza de tensión en la geomembrana.

Son obtenidos diferentes factores de seguridad para diferentes longitudes de talud, y se selecciona la longitud con que se obtiene un FS mínimo de 1 para garantizar que no haya deslizamiento de la camada de suelo.

Dimensionamiento de anclaje de la geomembrana.

Con el objetivo de mantener la geomembrana bien estacionada y para que no se mueva por acomodaciones sufridas por el suelo, viento o en la operación misma del terraplén, hay que prever el anclaje previo de la geomembrana, garantizando que el material contaminado no se infiltre en el terreno debido a discontinuidades.

El dimensionamiento del anclaje puede ser realizado en dos casos independientes, el primero sin la presencia de trincheras de anclaje, considerando el peso mismo del suelo de cobertura, y el segundo por trincheras o zanjas de anclaje.

Determinación del anclaje por suelo de cobertura

Cuando aplicada bajo un suelo de cobertura, éste genera un esfuerzo normal sobre la geomembrana debido a su peso propio, pero no proporciona resistencia por fricción sobre la camada. Esto se debe al hecho de que el suelo se mueve con la geomembrana mientras se deforma hasta romper, perdiendo consecuentemente integridad.

Se debe, por tanto, determinar la suma de fuerzas horizontales actuantes para la obtención del valor de L_{ro} , que se trata del mínimo largo del anclaje por peso propio del suelo de cobertura sobre la geomembrana (figura 4.2.7).

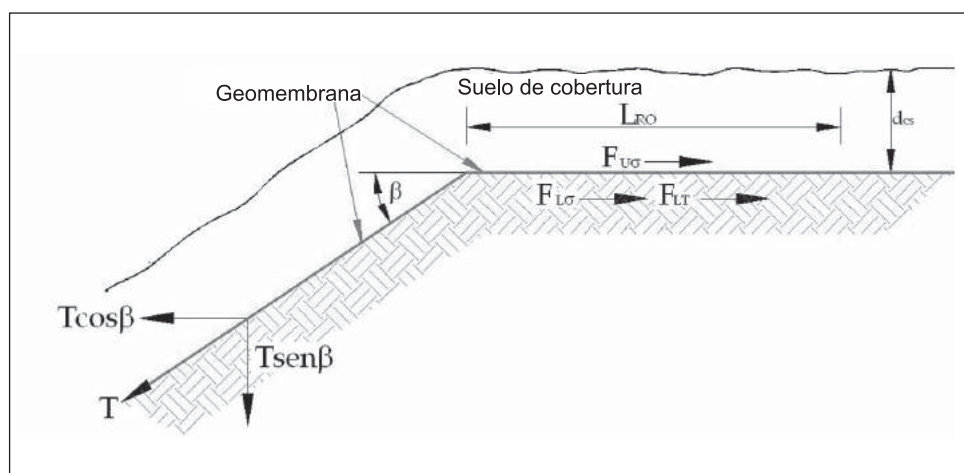


Figura 4.2.7 – Diagrama de fuerzas actuantes en un anclaje por suelo de cobertura.

$$\sum F_x = 0$$

$$T_{adm} \cdot \cos \beta = F_{U\sigma} + F_{L\sigma} \cdot F_{LT}$$

$$T_{adm} \cdot \cos \beta = \sigma_n \cdot \tan \delta_U \cdot (L_{RO}) + \sigma_n \cdot \tan \delta_L \cdot (L_{RO}) + 0,50 \left(\frac{2 \cdot T_{adm} \cdot \sin \beta}{L_{RO}} \right) \cdot (L_{RO}) \cdot \tan \delta_L$$

$$L_{RO} = \frac{T_{adm} \cdot (\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L)}{\sigma_n \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}$$

Donde:

T_{adm} = Tensión admisible de la geomembrana;

t = Espesor de la geomembrana;

β = Ángulo de inclinación del talud;

$F_{U\sigma}$ = Fuerza de fricción sobre la geomembrana, debido al peso del suelo de cobertura (para suelos de cobertura de pequeño espesor la ruptura por tensión ocurrirá y este valor será despreciable);

$F_{L\sigma}$ = Fuerza de fricción, bajo la geomembrana, debido al peso del suelo de cobertura;

F_{LT} = Fuerza de fricción, bajo la geomembrana, debido a componente vertical de T_{adm} ;

σ_n = Esfuerzo normal debido al peso del suelo de cobertura;

δ = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material adyacente (suelo o geotextil);

L_{RO} = Largo necesario para anclaje de la geomembrana.

Determinación del anclaje por trincheras.

El anclaje de la geomembrana por trincheras consiste en la inserción de parte de su largo en una zanja excavada, posicionada a una distancia horizontal mínima del borde del talud a ser protegido. Esta trinchera de anclaje es normalmente rellena con suelo local debidamente compactado y de dimensiones previamente calculadas.

Para este dimensionamiento se debe considerar un estado de esfuerzos dentro de la trinchera de anclaje y su mecanismo de resistencia. A lo largo de la profundidad de la trinchera hay fuerzas laterales actuando sobre la geomembrana, más específicamente una presión activa de suelo (P_A), propensa a desestabilizar el sistema, y una presión pasiva de suelo (P_P), propensa a suportarlo (Figura 4.2.8). La configuración del anclaje por este método requiere ciertas suposiciones importantes acerca del esfuerzo dentro de la trinchera de anclaje y su mecanismo de resistencia.

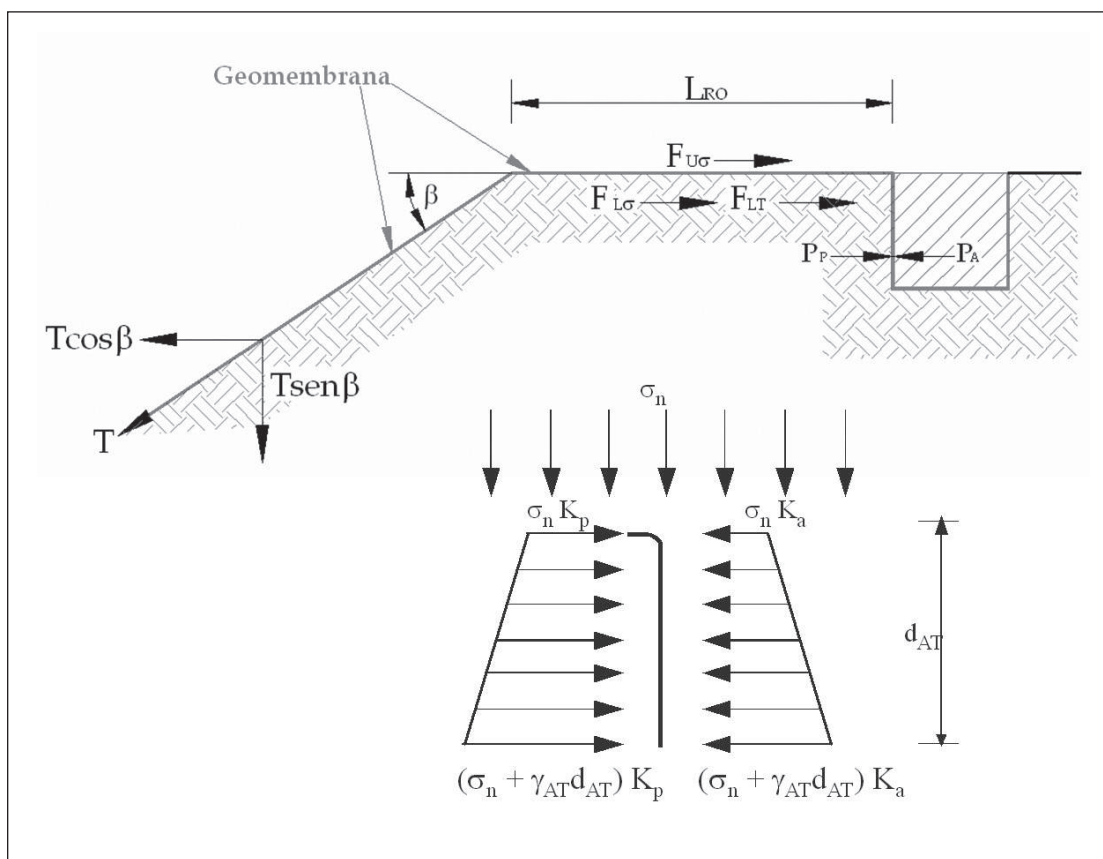


Figura 4.2.8 – Diagrama de fuerzas actuantes en un anclaje por trinchera.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$T_{adm} \cos \beta = F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT} - P_A + P_P$$

$$T_{adm} \cos \beta = \sigma_n \tan \delta_U (L_{RO}) + \sigma_n \tan \delta_L (L_{RO}) + 0,50 \left(\frac{2T_{adm} \sin \beta}{L_{RO}} \right) (L_{RO}) \tan \delta_L - P_A + P_P$$

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO} (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L}$$

$$P_A = (0,50 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_A d_{AT}$$

$$P_P = (0,50 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_P d_{AT}$$

Donde:

L_{RO} = Longitud de desarrollo antes de la decida en la trinchera;

P_A = Presión activa de tierras contra el material de relleno de la trinchera de anclaje;

P_P = Presión pasiva de tierras contra el suelo de apoyo;

γ_{AT} = Peso específico del suelo de relleno de la trinchera de anclaje;

d_{AT} = Profundidad de la trinchera de anclaje;

σ_n = Esfuerzo normal aplicado por la sobrecarga;

K_A = Coeficiente de empujo activo = $\tan^2 (45 - \phi/2)$;

K_P = Coeficiente de empujo pasivo = $\tan^2 (45 + \phi/2)$;

f = Ángulo de fricción del suelo de apoyo.

Desarrollando la ecuación expuesta anteriormente, resultan dos incógnitas, lo que genera la necesidad de un cálculo iterativo tanto para el largo de desarrollo como para la profundidad de la trinchera de anclaje.

Criterios de supervivencia

Una vez seleccionada la geomembrana que atenderá a las solicitudes de proyecto, es importante evaluar los criterios de supervivencia en cuanto a las demandas de transporte, manejo e instalación que, si no son respetadas, pueden traer daños al material.

Para eso se adoptan valores mínimos de clasificación para supervivencia, a fin de definir del espesor de la geomembrana, (cosa directamente relativa a su resistencia) y garantizar sus propiedades físicas, como resistencia al rasgado, punzonamiento y daños por impacto.

La tabla 4.2.4 muestra valores de cuatro diferentes niveles de supervivencia, que deben ser adoptados con ocasión del dimensionamiento y de las condiciones específicas del sitio a ser revestido.

Tabla 4.2.4 – Propiedades mínimas recomendadas para supervivencia de la geomembrana.

Propriedad y método de ensayo	Grado requerido de supervivencia a la instalación			
	Bajo	Médio	Alto	Muy alto
Espesor (D1593) (mm)	0,63	0,75	0,88	1
Tensión (D882) (faixa de 25mm) (KN/m)	7	9	11	13
Rasgado (D1004 C) (N)	33	45	67	90
Punción (D4833) (N)	110	140	170	200
Impacto (D3998 mod.) (J)	10	12	15	20

Bajo se refiere a una cuidadosa instalación sobre terreno bien graduado y bastante uniforme con bajas sobrecargas de naturaleza estática. Caso típico de barreras de vapor bajo lajas de edificios. **Médiano** se refiere a la instalación manual o por maquinaria en terreno nivelado con mediana sobrecarga. Caso típico de canales. **Alto** se refiere a la instalación manual o por maquinaria en terreno nivelado de regularidad pobre con elevadas sobrecargas, caso típico de terraplenes. **Muy alto** se refiere a la instalación manual o por maquinaria en terreno nivelado de regularidad muy pobre con elevadas sobrecargas. Caso típico de coberturas de reservas y terraplenes sanitarios.

4.2.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

Ejemplo 1

Obtenga el espesor requerido para una geomembrana que será empleada en la impermeabilización de un terraplén bajo una altura de 50 metros de residuos, con peso específico de 12,5kN/m³. Los taludes están conformados con un ángulo de 20°. La geomembrana será recubierta por una arena de drenaje y aplicada bajo una geored. La misma arena, con 30° de ángulo de fricción interna, será utilizada para rellenar las trincheras de anclaje.

Son datos del proyecto:

- La tensión admisible de la geomembrana es de $\sigma_{adm} = 20\text{MPa}$.
- El ángulo de fricción entre la arena para drenaje y la geomembrana es de $\delta_U = 18^\circ$.
- El ángulo de fricción entre la geored y la geomembrana es de $\delta_L = 10^\circ$.
- Factor de seguridad requerido de $FS = 1,20$.
- La arena de cobertura tiene espesor de 0,50m y peso específico de 18kN/m³.

Solución:

Para o cálculo da espessura:

$$t = \frac{\sigma_n \cdot x \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L)}$$

Sobrecarga = 50 m . 12,5 kN/m³ = 625 kPa.

Por tanto, por la lectura del gráfico de la figura 4.2.5, $x = 80 \text{ mm}$.

$$t = \frac{625\text{kPa} \cdot 0,080\text{m} \cdot (\tan 18^\circ + \tan 10^\circ)}{20.000\text{kPa} (\cos 20^\circ - \sin 20^\circ \cdot \tan 10^\circ)}$$

$$t = 0,0014249\text{m} \Rightarrow 1,43\text{mm}$$

$$FS = \frac{1,50mm \rightarrow \text{mínima}}{1,43mm \rightarrow \text{dimensionada}} = 1,05$$

Considerado que el FS exigido es 1,20, se tiene que $1,05 < 1,20$. Por tanto, se selecciona el espesor inmediatamente superior para alcanzar el valor requerido como factor de seguridad:

$$FS = \frac{2,00mm \rightarrow \text{mínima}}{1,43mm \rightarrow \text{dimensionada}} = 1,39$$

Aquí, el espesor mínimo sugerido debe ser de 2,00 mm.

Para la verificación de la estabilidad del suelo de cobertura:

$$FS = \frac{N \cdot \tan \delta_U \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)} = \frac{(W \cdot \cos \beta) \cdot \tan \delta_U \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)}$$

Donde:

$$W = 18 \cdot 0,50 \cdot 1,00 = 9,00 \text{ kN/m};$$

$$\beta = 20^\circ;$$

$$\delta_U = 18^\circ;$$

$$T_{adm} = \sigma_{adm} \cdot t = 20000 \text{ kPa} \cdot 0,0020 \text{ m} = 40,00 \text{ kN/m}.$$

$$FS = \frac{(9,00 \cdot \cos 20^\circ) \cdot \tan 18^\circ \cdot (L) + 40,00}{9,00 \cdot \sin 20^\circ \cdot (L)}$$

$$FS = \frac{2,75L + 40,00}{3,08L}$$

Estimando la longitud del talud:

Largura de inclinación (mm)	FS
36,00	1,26
37,00	1,25
38,00	1,24
39,00	1,23
40,00	1,22
41,00	1,21
42,00	1,20
43,00	1,19
44,00	1,18

Por tanto el largo máximo de inclinación deberá ser de 42,00m.

Para el dimensionamiento de la trinchera de anclaje

Considerando:

$$\gamma_{AT} = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$\sigma_n = 18 \cdot 0,50 = 9,00 \text{ kN/m}^2;$$

$$\varphi = 30^\circ;$$

$$K_A = \tan^2 (45 - \varphi/2) = 0,33;$$

$$K_P = \tan^2 (45 + \varphi/2) = 3;$$

$$\delta_U = 18^\circ;$$

$$\delta_L = 10^\circ;$$

$$\beta = 20^\circ;$$

$$T_{adm} = 40,00 \text{ kN/m}.$$

Tenemos:

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n \cdot L_{RO} \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L}$$

$$40,00 = \frac{9,00 \text{ kN/m}^2 \cdot L_{RO} - (\tan 18^\circ + \tan 10^\circ) - [(9d_{AT} + 9) \cdot 0,33d_{AT}] + [(9d_{AT} + 9) \cdot 3d_{AT}]}{\cos 20^\circ - \sin 20^\circ \cdot \tan 10^\circ}$$

$$40,00 = \frac{9,00 \cdot L_{RO} - (0,32 + 0,18) - [2,97d_{AT}^2 + 2,97d_{AT}] + [27,00d_{AT}^2 + 27,00d_{AT}]}{0,94 - 0,34 \cdot 0,18}$$

$$40,00 \cdot 0,88 = 9,00 \cdot L_{RO} - 0,50 - [2,97d_{AT}^2 + 2,97d_{AT}] + [27,00d_{AT}^2 + 27,00d_{AT}]$$

$$35,20 + 0,50 = 9,00 \cdot L_{RO} - [2,97d_{AT}^2 + 2,97d_{AT}] + [27,00d_{AT}^2 + 27,00d_{AT}]$$

$$35,70 = 9,00 \cdot L_{RO} - [2,97d_{AT}^2 + 2,97d_{AT}] + [27,00d_{AT}^2 + 27,00d_{AT}]$$

$$35,70 = 9,00 \cdot L_{RO} - 2,97d_{AT}^2 - 2,97d_{AT} + 27,00d_{AT}^2 + 27,00d_{AT}$$

$$35,70 = 9,00 \cdot L_{RO} + 24,03d_{AT}^2 + 24,03d_{AT}$$

$$24,03d_{AT}^2 + 24,03d_{AT} = 31,20$$

$$d_{AT} = 0,75 \text{ m}$$

Ejemplo 2

Se desea dimensionar el revestimiento de un terraplén sanitario con altura de 7,00m utilizando una geomembrana lisa de HDPE, de tensión admisible (sadm) igual a 15.000kPa. El peso específico del residuo es de 12,50 kN/m³ y el área de deposición de los residuos está conformada por taludes con inclinación de 1H:1V. En la parte inferior se ha aplicado un geotextil no tejido para proteger la geomembrana de posibles daños de instalación (d= 32). Se decidió utilizar arena (d=30) como suelo de cobertura con 0,30m de espesor y también como terraplén de las trincheras de anclaje.

Esa arena tiene un ángulo de fricción interno de 30° y un peso específico de 18kN/m³. Se recomienda aún un valor de factor de seguridad para la obra de 1,10 y una distancia mínima de 0,05m para movilizar la resistencia de la geomembrana.

Solución:

Para el cálculo del espesor:

$$t = \frac{\sigma_n \cdot x \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L)}$$

Donde:

$$\beta = 45^\circ;$$

$$\sigma_n = 7 \cdot 12,50 = 87,50 \text{ kN/m}^2;$$

$$\delta_U = 30^\circ;$$

$$\delta_L = 32^\circ;$$

$$x = 0,05 \text{ m};$$

$$\sigma_{adm} = 15000 \text{ kPa}.$$

Sustituyendo los valores en la ecuación, tenemos:

$$t = \frac{87,50 \cdot 0,05 \cdot (\tan 30^\circ + \tan 32^\circ)}{15.000 (\cos 45^\circ - \sin 45^\circ \cdot \tan 32^\circ)}$$

$$t = 1,32 \text{ mm}$$

$$FS = \frac{1,50 \text{ mm} \rightarrow \text{mínima}}{1,32 \text{ mm} \rightarrow \text{dimensionada}} = 1,13$$

$$FS = 1,10$$

Considerado que el FS exigido es 1,10, se tiene que $1,13 > 1,10$ ☐

Para verificación de la estabilidad del suelo de cobertura:

$$FS = \frac{N \cdot \tan \delta_U \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)} = \frac{(W \cdot \cos \beta) \cdot \tan \delta_U \cdot (L) + T_{adm}}{W \cdot \sin \beta \cdot (L)}$$

Datos:

$$W = 18 \cdot 0,30 \cdot 1,00 = 5,40 \text{ kN/m};$$

$$\beta = 45^\circ;$$

$$\delta_U = 10^\circ;$$

$$T_{adm} = \sigma_{adm} \cdot t = 15000 \text{ kPa} \cdot 0,0015 \text{ m} = 22,50 \text{ kN/m}.$$

$$FS = \frac{(5,40 \cdot \cos 45^\circ) \cdot \tan 10^\circ \cdot (L) + 22,50}{5,40 \cdot \sin 45^\circ \cdot (L)}$$

$$FS = \frac{0,67L + 22,50}{3,82L}$$

Estimando el largo de inclinación:

Largura de inclinación (mm)	FS
4,00	1,65
5,00	1,35
6,00	1,16
7,00	1,02
8,00	0,91
9,00	0,83
10,00	0,76
11,00	0,71

Por tanto el largo máximo de inclinación deberá ser de 6,00m.

Para el dimensionamiento de la trinchera de anclaje

Considerando:

$$\gamma_{AT} = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$\sigma_n = 18 \cdot 0,30 = 5,40 \text{ kN/m}^2;$$

$$\varphi = 30^\circ;$$

$$K_A = \tan^2 (45 - \varphi/2) = 0,33;$$

$$K_P = \tan^2 (45 + \varphi/2) = 3;$$

$$\delta_U = 10^\circ;$$

$$\delta_L = 32^\circ;$$

$$\beta = 45^\circ;$$

$$T_{adm} = 22,50 \text{ kN/m}.$$

Tenemos:

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n \cdot L_{RO} \cdot (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos \beta - \sin \beta \cdot \tan \delta_L}$$

$$5,97 = 4,33 \cdot L_{RO} - (2,97d_{AT}^2 + 1,78d_{AT}) + (27d_{AT}^2 + 16,2d_{AT})$$

$$5,97 = 4,33 \cdot L_{RO} + 24,03d_{AT}^2 + 14,42d_{AT}$$

Asumiendo $L_{RO} = 0,50\text{m}$ es posible determinar el valor de d_{AT}

$$24,03d_{AT}^2 + 14,42d_{AT} = 3,80$$

$$d_{AT} = 0,20\text{m}$$

Es coherente adoptar una altura mínima de la trinchera de anclaje de 0,30m.

4.2.5 - ANTECEDENTES

TUPY FUNDIÇÕES LTDA.
JOINVILE , SANTA CATARINA - BRASIL

IMPERMEABILIZAÇÃO

Productos: geomembrana MacLine®, MacTex®, MacLine® GCL

Problema

En una unidad de Joinville de Tupy Fundições, toda el área de deposición final de residuos sólidos industriales no disponía de ningún sistema de control de flujo. En función de una recomendación del órgano ambiental local, fue necesaria la revisión y reestructuración de todo el sistema del terraplén.



Figura 4.2.9 - Durante la obra

Solução

Para solucionar el problema de control del percolado y preparar un nuevo local para la deposición segura de los residuos, según orientación del órgano ambiental local, fue prevista la utilización de un conjunto de geosintéticos formado por:

- geomembranas y geocompuestos bentoníticos para impermeabilización y estanqueidad del sistema;
- geotextiles no tejidos para separación de camadas y protección mecánica de las geomembranas y
- geocompuestos para drenaje de gases generados por la descomposición de los residuos.



Figura 4.2.10 - Durante la obra

Nombre del Cliente:

TUPY FUNDIÇÕES LTDA.

Constructor:

TERRAPLANAGEM E PAV. VOLGELSANGER LTDA

Productos usados:

132.500,00 m² MacDrain®
 100.100,00 m² MacLine® 2,00mm
 150.500,00 m² MacTex® No tejido 300
 95.200,00 m² MacTex® No tejido 600
 168.700,00 m² MacLine® GCL

Fecha de la obra

Início:	Outubro / 2004
Término:	Fevereiro / 2005



Figura 4.2.11 - Durante la obra

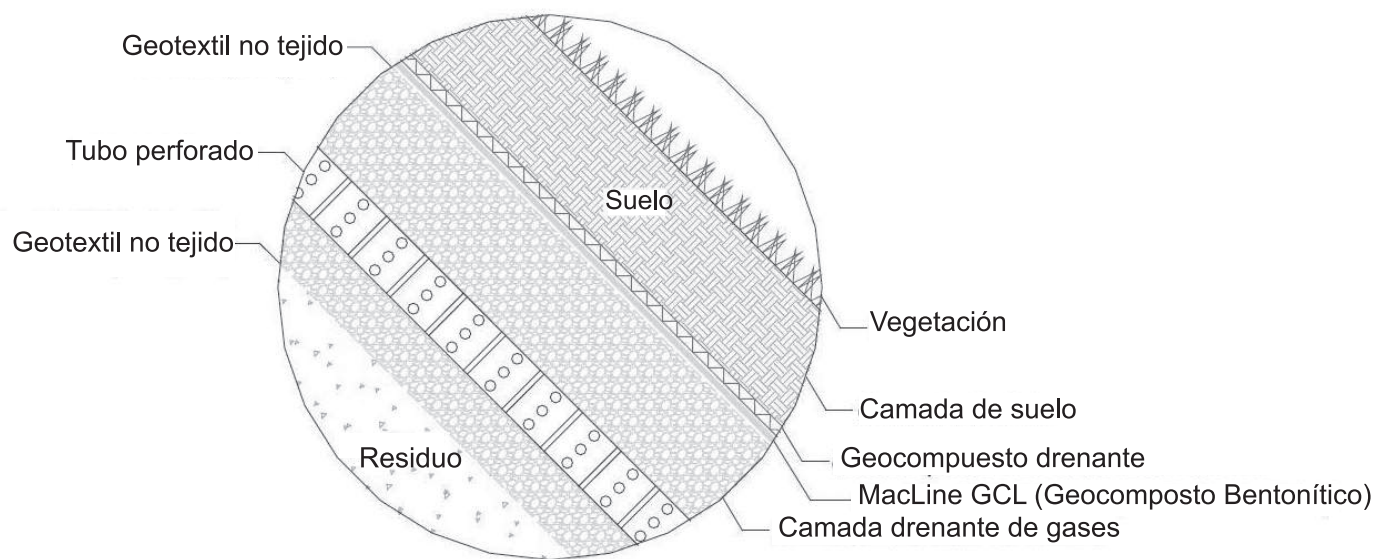


Figura 4.2.12 - Sección Transversal Típica



Figura 4.2.13 - Durante la obra



Figura 4.2.14 - Durante la obra

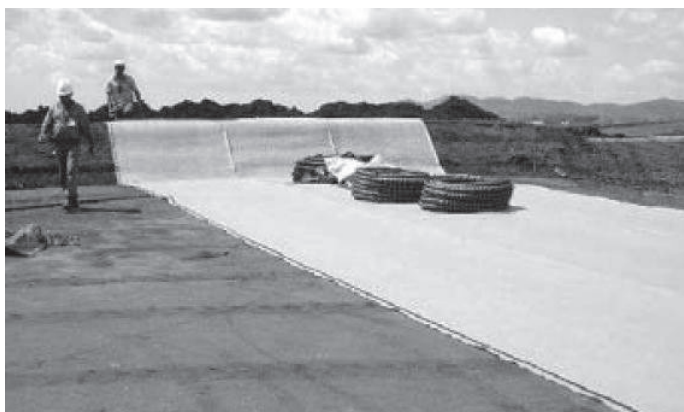


Figura 4.2.15 - Durante la obra



Figura 4.2.16 - Durante la obra

4.2.6 - NORMAS RELACIONADAS

ABNT NBR 8419 – Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos.

ABNT NBR 8418 – Resíduos industriais perigosos.

ABNT NBR 15352 – Mantas termoplásticas de polietileno de alta densidade (PEAD) e de polietileno linear (PEBDL) para impermeabilização.

ABNT NBR – 10004:2004 - Resíduos sólidos.

ABNT NBR 10.157 – Aterros de resíduos perigosos – Critérios para projeto, construção e operação.

ABNT NBR 13.896 – Aterros de resíduos não perigosos – Critérios para projeto e implantação e operação - Procedimento.

ASTM D 792 – Specific Gravity (Relative Density) and Density of Plastics by Displacement.

ASTM D 1004 – Test Method for Initial Tear Resistance of Plastics Film and Sheeting.

ASTM D5322-98 - Standard Practice for Immersion Procedures for Evaluating the Chemical Resistance of Geosynthetics to Liquids.

ASTM D5747-95a(2002) - Standard Practice for Tests to Evaluate the Chemical Resistance of Geomembranes to Liquids.

ASTM D 1238 – Test Method for Flow Rates of Thermoplastics by Extrusion Plastometer.

ASTM D 1505-98e1 – Test Method for Density of Plastics by the Density-Gradient Technique.

ASTM D 1603-94 – Test Method for Carbon Black in Olefin Plastics.

ASTM D 3895-98 – Test Method for oxidative Induction Time of Polyolefins by Thermal Analysis.

ASTM D 2418 – Test Method for Determination of Carbon Black Content in Polyethylene Compounds by the Muffle-Furnace Technique.

ASTM D 4833 – Test Method for Index Puncture Resistance of Geotextiles, Geomembranes and Related Products.

ASTM D 5199 – Test Method for Measuring Nominal Thickness of Geotextiles and Geomem-

branes.

ASTM D 5397-99 – Test Method for Evaluation of Stress Crack Resistance of Polyolefin Geomembranes Using Notched Constant Tensile Load Test.

ASTM D 5596-94 – Test Method for Microscopic Evaluation of the Dispersion of Carbon Black in Polyolefin Geosynthetics.

ASTM D 5721-95 – Practice for Air-Oven Aging of Polyolefin Geomembranes.

ASTM D 5885-97 – Test Method for Oxidative Induction Time of Polyolefin Geosynthetics by High Pressure Differential Scanning Calorimetry.

ASTM D 6693 – Test Method for Determining Tensile Properties of Nonreinforced Polyethylene and Nonreinforced Flexible Polypropylene Geomembranes.

4.2.7 - BIBLIOGRAFIA

Koerner, R., (2005), Designing with Geosynthetics, Prentice Hall, 5 ED;

Narejo, D., Koerner, R.M. and Wilson-Fahmy, R.F., 1996, Puncture Protection of Geomembranes Part I, II and III, Geosynthetics International, Vol. 3, No. 5;

Geosynthetic Research Institute (GRI), GM 13, (2006) – Test methods, Test properties and Testing frequency for High Density Polyethylene (HDPE) Smooth and Textured Geomembranes;

Vertematti, J.C., (2004) Manual Brasileiro de Geossintéticos, São Paulo, Edgard Blücher.

4.3 - PROTECCIÓN DE GEOMEMBRANAS

4.3.1 - GENERALIDADES

La protección de la geomembrana se hace necesaria cuando la misma esté en contacto con superficies irregulares que puedan venir a dañarla mecánicamente, sea por la presencia de piedras o materiales angulosos bastante pronunciados presentes en el suelo o por la aplicación en superficies existentes en concreto. Hay aún otras situaciones que ponen la geomembrana bajo tensión, como tránsito de equipamientos durante su instalación, operación y mantenimiento. En caso de lagunas o canales, la presencia de cuerpos flotantes provocando perforaciones, depresiones y disloques causados por el viento, recalques naturales sufridos por el suelo, entres otros; en todos esos casos ocurre la ruptura de la barrera impermeabilizante. La fricción en esta interfaz puede causar una disminución en el espesor de la geomembrana, y ésta se encuentra íntimamente relacionada a la resistencia presentada por el geosintético.

Por tanto, la protección mecánica será conveniente en todos casos donde no sea posible garantizar el tratamiento de la superficie de apoyo proporcionando un perfecto acondicionamiento y asentamiento de la geomembrana en la faz de contacto. Esta protección puede ser realizada como regularización de materiales naturales, como suelo, o por la inserción de elementos de origen geosintético en la interfaz geomembrana-sublecho, como geotextiles o geomallas.

4.3.2 - INTRODUCCIÓN

Incluso cuando se prepara el subestrato con objetivo de ofrecer una superficie continua (ausente de cavidades y fisuras) o regular (ausente de puntas agresivas), los sistemas de impermeabilización con geomembranas instalados en el fondo de un terraplén sanitario, reserva, canal o pila de minerales, están sujetos a grandes esfuerzos durante su instalación y operación. Son esfuerzos deteriorantes provenientes de cargas concentradas en contacto con las superficies inferior y/o superior, causando perforaciones por punzonamiento, rasgado o estallido. La mayoría de los casos se recomienda el aumento significativo del espesor de la geomembrana, a fin de resistir a las variables deteriorantes de proyecto.

La aplicación de una camada de geotextil no tejido con gramaje relevante es más eficiente para el aumento de la resistencia contra punzonamientos que el simple aumento del espesor de la geomembrana. Además de absorber los esfuerzos de punzonamiento que incidirían sobre la geomembrana, evita su empeoramiento y pérdida de estanqueidad. Vale mencionar, aún que el simple incremento de la espesor de la camada de geomembrana en proyecto no siempre es la alternativa que mejor se presenta cuando el valor requerido de resistencia a punzonamiento queda muy distante de aquél proporcionado por la geomembrana. Además de la resistencia de

la geomembrana aumentada con la introducción del geotextil, éste absorbe parte de la carga de punzonamiento, resguardando la geomembrana de acciones mecánicas.

El uso de geotextiles bajo la geomembrana, además de protegerla mecánicamente en cuanto a los esfuerzos citados arriba, posibilita una superficie regular de trabajo para que se realicen las uniones entre paneles por soldadura, agregando resistencia por fricción a la interfaz geomembrana-suelo, previniendo así esfuerzos excesivos sobre la geomembrana anclada por trinchera, o permitiendo taludes laterales más escarpados.

Adicionalmente los geotextiles no tejidos se muestran interesantes por presentar alargamiento superior al 50%, lo que permite soportar sucesivas contracciones y dilataciones experimentadas por las geomembranas, por efecto de las variaciones térmicas.

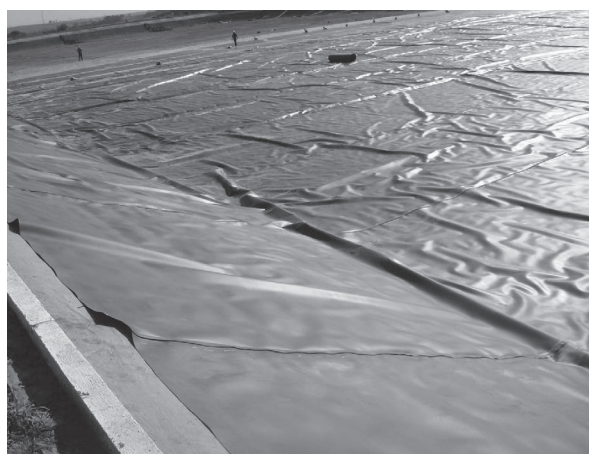


Figura 4.3.1 – a) Fotografía de una laguna de tratamiento con geotextil en espera por la camada de geomembrana; b) geomembrana instalada sobre geotextil no tejido..

4.3.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

La metodología para seleccionar el geotextil más adecuado para la aplicación de protección se basa en la resistencia al punzonamiento de la geomembrana, determinando la presión que actuará sobre el geotextil bajo condiciones determinadas en proyecto.

Y aún, son consideradas en este dimensionamiento las propiedades del geotextil, el espesor de la geomembrana, la granulometría del suelo, y la situación real de proyecto a que estos dos geosintéticos quedarían expuestos. En una serie de pesquisas, varios autores presentan un método de cálculo que enfoca la protección de geomembranas con la utilización de geotextiles no tejidos punzonados a través de su gramaje. Ese método será presentado a continuación, con

todas sus consideraciones de proyecto.

Para esta aplicación es necesario, como primer parámetro de dimensionamiento, considerar un factor de seguridad global (FS) que garantice la resistencia del material con el valor requerido, frente a su principal función.

$$FS = \frac{P_{adm}}{P_{req}}$$

Donde:

FS = Factor de seguridad (contra punzonamiento en la geomembrana);

P_{adm} = Presión admisible considerando diferentes tipos de geotextil bajo condiciones específicas del sitio (kPa);

P_{req} = Presión actuante debido a la carga sobre la geomembrana. Para el cálculo de P_{req} , se utiliza la siguiente ecuación:

$$P_{req} = h \times \gamma$$

Donde:

P_{req} = Presión actuante sobre la geomembrana (kPa).;

h = Altura del terraplén o profundidad del líquido (m);

γ = Peso específico del suelo o líquido (kN/m³).

Según un amplio número de experimentos de método de punzonamiento hidrostático de la norma ASTM D5514, se obtuvo una relación empírica para la determinación de P_{adm} :

$$P_{adm} = \left[450 \frac{M}{H^2} \right] \left[\frac{1}{FM_s \times FM_{DR} \times FM_A} \right] \left[\frac{1}{FR_{FL} \times FR_{DQB}} \right]$$

Donde:

P_{adm} = Presión admisible (kPa);

M = Gramaje (g/m²);

H = Altura efectiva de la protuberancia (mm);

FM_s = Factor de modificación debido a la forma de la protuberancia;

FM_{DR} = Factor de modificación debido al espaciamiento de las protuberancias;

FM_A = Factor de modificación debido al cargamento sobre la geomembrana;

FR_{FL} = Factor de reducción por fluencia del material (creep);

FR_{DQB} = Factor de reducción por degradación química y biológica a largo plazo.

Factor de seguridad global

El factor de seguridad global debe ser al mínimo 3.0, pudiendo ser mayor para determinados tipos de condiciones y restricciones. El propósito de este factor de seguridad es garantizar la resistencia contra punzonamiento en la geomembrana por medio del uso del geotextil no tejido, representando la condición de estabilidad contra protuberancias existentes en el terreno donde la geomembrana será aplicada, durante su vida útil. (Tabla 4.3.1.)

Tabla 4.3.1 – Factor de seguridad global.

Espaciamiento de las protuberancias	Altura efectiva de las protuberancias (mm)	Factor de seguridad global (mm)
Piedras aisladas	6	3,0
	12	4,5
	25	7,0
	38	10,0
Piedras agrupadas	38 ou menos	3,0

Factor de modificación

Estos factores representan las condiciones de campo a que estarán expuestos la geomembrana y el geotextil para protección. Los factores de modificación deberán ser iguales o inferiores a 1.0, como demuestran las tablas 4.3.2, 4.3.3, 4.3.4.

Tabla 4.3.2 – Factor de modificación debido a la forma de la protuberancia.

Forma de la protuberancia	FM_s
Angular	1,00
Intermediaria	0,50
Redondeada	0,25

Tabela 4.3.3 – Fator de modificação devido ao espaçamento das protuberâncias.

Espaciamento de la protuberancia	FM _{DR}
Aislada	1,00
Próxima, 38mm	0,83
Próxima, 25mm	0,67
Próxima, 12mm	0,50

Tabla 4.3.4 – Factor de modificación debido al cargamento sobre la geomembrana.

Sobrecarga		FM _A
Hidrostática		1,00
magnitud de cargas geosintéticas	Baja	0,75
	Intermediária	0,50
	Elevada	0,25

Factor de reducción

Una vez presentados los factores de modificación establecidos según el tipo y tamaño de las partículas presentes en el sublecho, es necesario adoptar los factores de reducción para garantizar la integridad de la geomembrana. Son dos los factores de reducción, el primero envuelve la fluencia de los materiales a largo plazo (creep), ya el segundo considera posibles degradaciones químicas y biológicas que el geosintético puede experimentar durante su vida útil.

Tabla 4.3.5 – Factor de reducción por fluencia.

Gramaje (g/m ²)	FR _{FL}			
	Altura efectiva de la protuberancia (mm)			
	38	25	12	6
sin geotextil (apenas geomembrana)	N/R	N/R	N/R	>>1,5
270	N/R	N/R	>1,5	1,5
550	N/R	1,5	1,3	1,2
1100	1,3	1,2	1,1	1,0
>1100	≈1,2	≈1,1	≈1,0	1,0

Tabla 4.3.6 – Factor de reducción por degradación química y biológica a largo plazo.

Tipo del lixiviado	FR _{DQB}
Chorume poco agresivo	1,1
Chorume moderado	1,3
Chorume muy agresivo	1,5

Para situaciones no aplicables, como, por ejemplo, en canales de aducción donde no habrá presencia de lixiviado, considerar el factor de reducción/modificación igual a 1.

En fin, la presión admisible debe cumplir aún la siguiente condición:

$$P_{adm} = 450 \cdot \frac{M}{H^2} \geq R_{punc}$$

Donde R_{punc} es la resistencia al punzonamiento en la geomembrana en kPa sin geotextil de protección, desde la hoja de especificación técnica (ver ítem 4.3.7).

Consideraciones generales

Los parámetros para la determinación del gramaje del geotextil pueden ser asumidos según requisitos específicos de la obra.

Se puede estimar como peso unitario típico de residuos sólidos $12,56 \text{ kN/m}^3$, para los casos en que este valor real es desconocido. Para el peso unitario de los líquidos, puede ser considerado el mismo valor del agua: $9,81 \text{ kN/m}^3$.

Se debe considerar aún que el método presentado se basa en la aplicación de geotextiles no tejidos punzonados, fabricados a partir de polímeros vírgenes. Para otros tipos de geotextiles y productos, este dimensionamiento no se aplica.

4.3.4 - EXEMPLO DE CÁLCULO

Ejemplo 1

Se quiere construir un terraplén cuyas medidas se presentan en la figura 4.3.2. El sublecho donde será apoyada la barrera impermeabilizante en geomembrana de 1,50 mm presenta densa camada de gijas redondeadas y gruesas.

Determinar el gramaje mínimo del geotextil necesario para proteger la geomembrana contra posibles perforaciones, causadas por la irregularidad del sublecho. Asumir que el sólido depositado pesa $12,56 \text{ kN/m}^3$ y que la altura máxima de protrusión sea de 25,00mm.

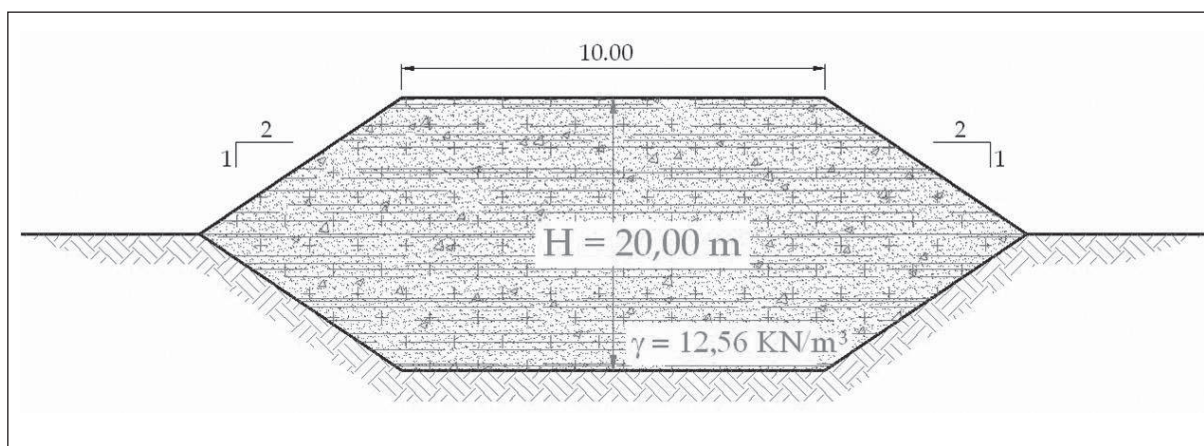


Figura 4.3.2 – Terraplén de residuos sólidos encapsulado por geomembrana.

Solución:

Como no fue especificado el mínimo valor requerido para el factor de seguridad, trabajaremos con factor de seguridad mínimo de 7,0 para protuberancias de hasta 25mm de altura:

$$FS = \frac{P_{adm}}{P_{req}}$$

$$P_{adm} = FS \cdot P_{req}$$

$$P_{adm} = 7,00 \cdot 20,00 \cdot 12,56 = 1758,4 \text{ kPa}$$

Utilizando las tablas de factores de reducción y modificación, para la situación ejemplificada tendremos los siguientes valores de factores:

FM_S	Factor de modificación debido a la forma de la protuberancia	0,25
FM_{DR}	Factor de modificación debido al espaciamiento de la protuberancia	0,67
FM_A	Factor de modificación debido a la carga sobre la geomembrana	0,50
FR_{FL}	Factor de reducción por creep	En función del gramaje
FR_{DQB}	Factor de reducción a largo plazo por degradación química/biológica	1,30

De ahí tenemos:

$$P_{adm} = \left(450 \frac{M}{H^2} \right) \left(\frac{1}{FM_s \cdot FM_{DR} \cdot FM_A} \right) \left(\frac{1}{FR_{FL} \cdot FR_{DQB}} \right)$$

$$M = \frac{1758,40 kPa \cdot (25 mm)^2 \cdot (0,25 \cdot 0,67 \cdot 0,50) \cdot (FR_{FL} \cdot 1,30)}{450}$$

$$M = 265,90 \cdot FR_{FL}$$

Se observa que cuando de la adopción de parámetros de la tabla 4.3.5 para alturas de protuberancias de 25 mm no se puede usar geotextiles con gramaje inferior a 550 g/m², por tanto:

$$M = 265,90 \cdot 1,50$$

$$M = 398,85 \text{ g/m}^2$$

Finalmente, hay que seleccionar el geotextil con base en el gramaje calculado y compararlo a las especificaciones del fabricante. Para el gramaje obtenido de 398,85 g/m² y con base en las exigencias impuestas por la tabla 4.3.5, el gramaje mínimo será de 550 g/m². Para fines comerciales, se selecciona el gramaje inmediatamente superior, 600 g/m².

Por tanto, se concluye que, para evitar daños por punzonamiento acarretando la falencia del sistema de impermeabilización, será necesario proteger la geomembrana de 1,50mm de espesor con un geotextil no tejido punzonado de gramaje mínimo de 600 g/m².

Verificando ahora la presión admisible en función del espesor. Para geomembrana de 1,50mm de espesor, $R_{punc} = 48 \text{ kPa}$.

$$P_{adm} = 450 \cdot \frac{M}{H^2} \geq R_{punc}$$

$$P_{adm} = 450 \cdot \frac{600}{25^2} = 432 \text{ kPa}$$

$$432 \text{ kPa} > 48 \text{ kPa} \checkmark$$

4.3.5 - ANTECEDENTES

SAAE ITAPIRA
BRASIL, ITAPIRA - SP

Solución: PROTECCIÓN DE BARRERA DE CONTROL DE FLUJO

Productos: Geomembrana MacLine® e Geotextil MacTex®

Problema

El proyecto inicial consideraba la implantación de sistemas de control de flujo de efluentes en las ya existentes lagunas de tratamiento de sumideros de la ciudad de Itapira-SP. Para impermeabilizar sería necesario el uso de una solución barata y de rápida aplicación.

Solución

Para la impermeabilización de los muros decantadores de los sistemas de control de flujo, fueron utilizadas geomembranas en PEAD, mismo material usado en la impermeabilización de las orillas y fondo de las lagunas. Para promover protección mecánica contra posibles daños mecánicos en las geomembranas, se ha realizado la aplicación de geotextiles no tejidos punzonados de 400g/m² de gramaje. Esa solución, además de agregar cierta resistencia al punzonamiento en la geomembrana, permitió un proceso de instalación más limpio y eficaz, una vez que la superficie bajo la cual la geomembrana recibirá soldadura estará totalmente revestida por el geotextil.



Figura 4.3.3 - Durante la obra



Figura 4.3.4 - Durante la obra

Nombre del cliente:

SAAE Itapira

Constructor:

Reno Construções Ltda

Productos usados:

5.310,00 m² de Geomembrana MacLine® de 1,00 mm
1.150,00 m² de Filtro Geotextiles MacTex® de 400 g/m²

Fecha de la obra

Inicio:	Septiembre / 2007
Término:	Septiembre / 2007



Figura 4.3.5 - Durante la obra

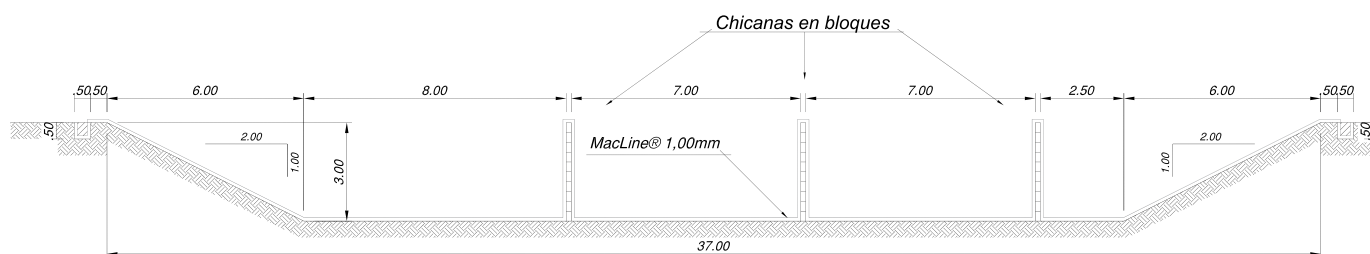
Sección transversal

Figura 4.3.6 - Sección Transversal Típica



Figura 4.3.7 - Durante la obra



Figura 4.3.8

Figura 4.3.8 - Durante la obra



Figura 4.3.9 - Durante la obra



Figura 4.3.10 - Obra concluida

4.3.6 - NORMAS RELACIONADAS

ASTM D 4833 – Standard Test Method for Index Puncture Resistance of Geotextiles, Geomembranes, and Related Products;

ABNT 12569 – Geotêxteis – Determinação da espessura;

EN ISO 9863-1 – Geosynthetics – Determination of thickness at specified pressures Specifies a method for the determination of the thickness of geosynthetic at specified pressures and defines the pressure at which the nominal thickness is determined;

ABNT NBR 8419 – Apresentação de projetos de aterros sanitários de resíduos sólidos urbanos;

ABNT NBR 15352 – Mantas termoplásticas de polietileno de alta densidade (PEAD) e de polietileno linear (PEBDL) para impermeabilização;

ASTM D 792 – Specific Gravity (Relative Density) and Density of Plastics by Displacement;

ASTM D 1004 – Test Method for Initial Tear Resistance of Plastics Film and Sheeting;

ASTM D 5321 - Standard test method for Determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the Direct Shear Method;

ASTM D5322-98 - Standard Practice for Immersion Procedures for Evaluating the Chemical Resistance of Geosynthetics to Liquids;

ASTM D 5496-98 - Standard Practice for in Field Immersion Testing of Geosynthetics;

ASTM D5747-95a(2002) - Standard Practice for Tests to Evaluate the Chemical Resistance of Geomembranes to Liquids;

ASTM D 1238 – Test Method for Flow Rates of Thermoplastics by Extrusion Plastometer;

ASTM D 1505-98e1 – Test Method for Density of Plastics by the Density-Gradient Technique;

ASTM D 1603-94 – Test Method for Carbon Black in Olefin Plastics;

ASTM D 3895-98 – Test Method for oxidative Induction Time of Polyolefins by Thermal Analysis;

ASTM D 4218-96 – Test Method for Determination of Carbon Black Content in Polyethylene Compounds by the Muffle-Furnace Technique;

ASTM D 4833 – Test Method for Index Puncture Resistance of Geotextiles, Geomembranes and Related Products;

ASTM D 5199 – Test Method for Measuring Nominal Thickness of Geotextiles and Geomembranes;

ASTM D 5397-99 – Test Method for Evaluation of Stress Crack Resistance of Polyolefin Geomembranes Using Notched Constant Tensile Load Test;

ASTM D 5596-94 – Test Method for Microscopic Evaluation of the Dispersion of Carbon Black in Polyolefin Geosynthetics;

ASTM D 5721-95 – Practice for Air-Oven Aging of Polyolefin Geomembranes;

ASTM D 5885-97 – Test Method for Oxidative Induction Time of Polyolefin Geosynthetics by High Pressure Differential Scanning Calorimetry;

ASTM D 6693 – Test Method for Determining Tensile Properties of Nonreinforced Polyethylene and Nonreinforced Flexible Polypropylene Geomembranes.

4.3.7 - BIBLIOGRAFIA

Narejo, D., Koerner, R.M. and Wilson-Fahmy, R.F., 1996, "Puncture Protection of Geomembranes Part II: Experimental", *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 5, pp. 629;

Wilson-Fahmy, R.F., Narejo, D. and Koerner, R.M., 1996, "Puncture Protection of Geomembranes Part I: Theory", *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 5, pp. 605-628;

Koerner, R. M., (1998) *Designing with Geosynthetics* (4th Edition), Prentice Hall, USA. pp. 535 – 537.

4.4 - DESHIDRATACIÓN DE LODOS

4.4.1 – GENERALIDADES

Deshidratación de lodos consiste en confinar materiales, contaminantes o no, que generalmente poseen características geotécnicas muy pobres, en sitios apropiados, con el objetivo de tratarlos, posibilitando su encaminamiento a un sitio adecuado a su clase.

4.4.2 - INTRODUCCIÓN

Encontrar un destino para el residuo generado por actividad industrial, lodos resultantes del tratamiento de sumidero o material oriundo de dragaje de áreas sujetas a presencia de contaminantes, es una difícil tarea enfrentada por industrias, empresas de minería y agropecuarias a lo largo de los años.

Para resolver estos problemas algunas técnicas de disposición de residuos han sido aplicadas, de entre ellas la utilización de tubos geotextiles. La técnica de deshidratación de lodos con tubos geotextiles, conocida mundialmente como “dewatering”, permite reducir el contenido de humedad del material dragado, lama o lodo. Durante el bombeo de estos materiales para dentro de los tubos, es realizado el proceso de floculación, que consiste en adicionar la mezcla química al agua, haciendo con que sus impurezas sean decantadas. Así se permite que el agua sea filtrada a través de las aberturas de filtración del geotextil. Posteriormente, estos tubos retienen los sedimentos y promueven una efectiva deshidratación, reduciendo el volumen y aumentando el porcentaje de materia sólida (Pilarczyk 2000).

Los materiales de relleno pueden tener diversos orígenes:

- Sumidero doméstico.
- Estación de tratamiento de sumidero (ETE).
- Estación de tratamiento de agua (ETA).
- Lodo dragado de laguna.
- Cenizas en suspensión.
- Descarte del procesamiento del carbón.
- Sumidero agrícola.
- Residuos industriales.

Maccaferri desarrolló la solución denominada MacTube®, definida como un tubo constituido por geotextil tejido de alta tenacidad fabricado en polipropileno o poliéster. Este geosintético tiene dimensiones variables (perímetro, largo y altura), la elección para la utilización de cada uno de ellas depende principalmente de la cantidad de material a ser contenido, y de la disponibilidad

de espacio físico para acomodar los tubos durante el proceso de deshidratación.

Las características físicas e hidráulicas del geotextil componente de la solución MacTube® tornan posible su utilización como filtro en la composición de sistemas donde el drenaje tiene un papel fundamental, utilizados en la disposición de rechazos finos, a fin de filtrar las aguas superficiales lanzadas constantemente por dragaje, provenientes de la lluvia o del echamiento del rechazo.

El sitio para deposición o incluso tratamiento del material deshidratado también depende de algunas consideraciones, entre ellas el reaprovechamiento o no del fluido drenado, debiendo éste ser elegido y preparado de acuerdo con la naturaleza de los contaminantes presentes.

A depender del sitio donde el MacTube® sea instalado y para que sea hecho un eficiente sistema de coleta de la parte líquida (por descarte o reutilización), área debidamente impermeabilizada con la utilización de la geomembrana MacLine® debe ser providenciada para la acomodación del tubo. Sobre esta geomembrana, se recomienda la utilización del geocompuesto drenante MacDrain®R, que posee núcleo drenante con alta capacidad de vación incluso bajo elevadas presiones (MacTube® relleno con residuo), con la finalidad de drenar la partícula líquida proveniente del interior del tubo.

4.4.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Dimensionamiento referente a las solicitudes hidráulicas

El método de deshidratación de lodos utilizando la solución MacTube® depende principalmente de la eficaz capacidad de filtración del geotextil que la compone. Esta característica es muy importante, pues permite que la parte líquida pase libremente a través de los poros del geotextil, reteniendo solamente las partículas sólidas. Entre tanto, además del total conocimiento del material de relleno, hay que analizar diversos criterios determinantes para la correcta elección del geotextil a ser utilizado. Según Vidal y Urashima (1999), factores como la estructura misma del geotextil, la estructura del medio a filtrar y las condiciones de solicitud pueden alterar todo el proceso de filtración.

Para la elección del geotextil que mejor se presta al caso de deshidratación de lodos referente a las solicitudes hidráulicas, algunas características técnicas mínimas deben ser respetadas y, para eso, criterios como los establecidos por AASHTO Designation: M-288-00 – “Standard Specification for Highway Applications” deben ser seguidos. La tabla 4.4.1 presenta dichas características.

Tabla 4.4.1 – Características técnicas mínimas del geotextil.

	Norma	Unidad	Valor
Permissividade	ASTM D 4491	s ⁻¹	0,02
Abertura aparente de filtración	ASTM D 4751	mm	0,60 (máx)
Resistência UV	ASTM D 4355	%	50 (% retenida después de 500 horas)

Eficiencia del proceso (filtración y deshidratación)

Además de las características de filtración del geotextil utilizado en la confección del MacTube®, debe ser evaluada la eficiencia en filtración (EF) y deshidratación (ED), ambas expresas en porcentaje. La eficiencia en filtración puede ser utilizada para analizar la capacidad de retención de los sólidos, en tanto que la eficiencia en deshidratación es el mejor indicador de la capacidad de deshidratación del sistema suelo/geotextil.

La eficiencia de la filtración (EF) es calculada según una comparación entre el total de sólidos suspensos al final de la filtración (TSS_{final}) con el total de sólidos inicial ($TS_{inicial}$):

$$EF = \frac{TS_{inicial} - TSS_{final}}{TS_{inicial}} \cdot 100\%$$

Ya la eficiencia en deshidratación (ED) es determinada a partir de la comparación de los porcentajes de sólidos final (PS_{final}) e inicial ($PS_{inicial}$):

$$ED = \frac{PS_{inicial} - PS_{final}}{PS_{inicial}} \cdot 100\%$$

Dimensionamiento referente a las solicitaciones mecánicas

Con respecto a las solicitaciones mecánicas a que el MacTube® estará sometido, Pilarczyk (2000) comenta que los esfuerzos de tracción (longitudinales y transversales) actuantes son función de la forma de la sección transversal asumida por el tubo, que generalmente alcanza su tensión máxima al final del relleno. Generalmente un tubo vacío estará sujeto solamente a las solicitaciones de la faz de instalación y, luego de su posicionamiento, la solicitación transversal, inicialmente nula, comienza a aumentar durante el relleno hasta alcanzar el valor máximo, cuando el tubo está totalmente relleno. A lo largo de la deshidratación, las presiones internas, así como la altura del tubo, son reducidas a la condición de las solicitaciones impuestas por el peso propio del material deshidratado.

Aún así, es importante resaltar la influencia de diversos factores, tales como la resistencia en la costura, los bocales de relleno, además de los factores de reducción impuestos (fluencia, daños de instalación, daños ambientales y ejecución de la costura en obra). Además de esos factores, hay que conocer el equipamiento de dragaje utilizado en el relleno del MacTube®, así

como la presión de bombeo y, más importante que todo, la procedencia del material de relleno, a fin de estimar la variación de altura del material a partir de su consolidación.

Los tubos poseen aún grandes variaciones con relación al largo y la altura. A partir de eso, se debe tener cierta atención hacia el proceso de relleno, pues que una vez iniciado, no debe ser paralizado, habiendo el riesgo de consolidación irregular del MacTube®.

Análisis de la forma del material

Los primeros cálculos referentes a las solicitaciones mecánicas coinciden con la forma de la sección transversal asumida por el MacTube® después de ser relleno total, donde generalmente el geotextil estará más solicitado a la tracción. Los tubos pueden asumir diversas formas, pero, para la aplicación de deshidratación de lodos, se suele adoptar la forma de elipse achatada o falsa elipse. Esta forma se debe a la consolidación (asentamiento) que el material tendrá debido al “suelo” de relleno, que generalmente posee características geotécnicas muy pobres, o sea, son muy finos, de baja resistencia al cisallamiento, además de presentaren adensamiento lento.

De acuerdo con Pilarczyk (2000), debido a la dificultad de la realización del cálculo de las diversas formas que el MacTube® puede tener, se asume la forma de círculo para facilitar el dimensionamiento. La forma circular es asumida para la sección transversal de un tubo con llenado máximo, $j = 1$, difícilmente conseguido en obra, y su perímetro S y área A_0 son obtenidos respectivamente por medio de:

$$S = \pi D$$

$$A_0 = \frac{\pi D^2}{4}$$

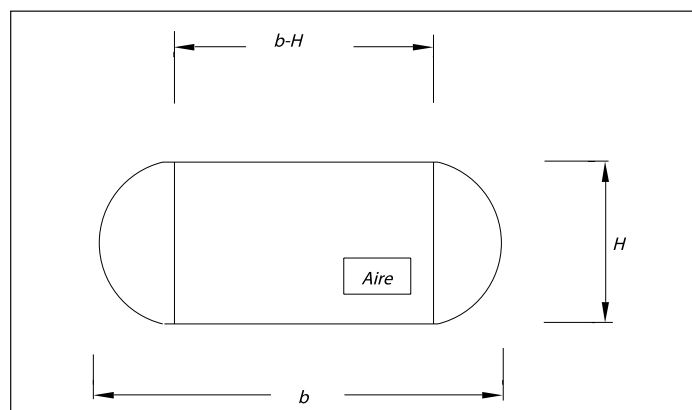


Figura 4.4.1 – Sección transversal en forma de falsa elipse (Castro 2005).

Analizando la figura 4.4.1, se tiene que:

$$S_{fe} = 2(b-a) + \pi a$$

$$A_{fe} = (b-a)a + \pi \frac{a^2}{4}$$

Donde:

S_{fe} = perímetro de la falsa elipse;

A_{fe} = área de la falsa elipse.

Así, haciendo $S = S_{fe}$, tenemos:

$$b = \frac{\pi(D-a) + 2a}{2}$$

Siendo que:

$$\varphi = \frac{A_{fe}}{A_0}, \quad a = H \quad \text{e} \quad D = \frac{S}{\pi}$$

$$H = \frac{S}{\pi} (1 \pm \sqrt{1 - \varphi})$$

La estimativa de consolidación del MacTube® puede ser calculada mediante la ecuación:

$$\Delta h = H \cdot G_s \frac{(w_0 - w_f)}{1 + w_0 G_s}$$

Donde:

G_s = Densidad de los sólidos.

W_0 = Contenido de humedad inicial del material bombeado.

W_f = Contenido de humedad final del material bombeado.

Cálculo de los esfuerzos de tracción

Algunas formulaciones fueron desarrolladas para la realización de los cálculos de los esfuerzos de tracción a los cuales MacTube® será sometido.

Propuesta de Leshchinsky y Leshchinsky

Según Leshchinsky y Leshchinsky (2002), esta formulación está basada en el equilibrio de una “cáscara” flexible, y calcula la fuerza de tracción en la circunferencia dentro del tubo y su geometría. Se asume, por tanto, que:

- El problema es bidimensional.
- El geosintético es fino y flexible.
- El material de relleno posee malas características geotécnicas.
- No existen tensiones cisallantes entre el lodo y el geosintético.

Por se tratarse de una metodología de cálculo muy compleja, se ha desarrollado, por este mismo autor, el software dominado GeoCoPSTM, que utiliza las siguientes ecuaciones como base:

La presión hidrostática del lodo en cualquier profundidad x :

$$p(x) = p_0 + \gamma x$$

Donde:

p_0 = presión del bombeo;

γ = peso específico medio del lodo.

Una vez asumido que el problema es bidimensional y que no existen tensiones cisallantes entre el lodo y el geotextil componente del MacTube®, se calcula según la ecuación abajo la tensión T (constante a lo largo de la circunferencia), montando un equilibrio de fuerzas en las direcciones “ x ” y “ y ”.

$$r(x) = \frac{T}{p(x)}$$

Propuesta de Liu, Goh y Silvester

Este método propuesto por Silvester (1990), citado por Pilarczyk (2000), permite que se tenga una estimativa para la forma del MacTube® sujeto a distintas presiones y esfuerzos de tracción. Estimando la altura inicial del tubo y utilizando el ábaco ilustrado en la figura 4.4.2 es posible realizar un cálculo iterativo para llegar a un valor de H . Insta resaltar que el peso específico (γ) utilizado para el cálculo de tracción por medio de ese mismo ábaco es el del agua, o sea, $\gamma = 9.8 \text{ kN/m}^3$, y que el dato de entrada b_1/S puede ser calculado por la ecuación abajo:

$$b_1 = \frac{p_0 + \gamma_{material} H}{\gamma_{agua}}$$

Donde:

p_0 = Presión de llenado.

H = Altura final del tubo después del llenado.

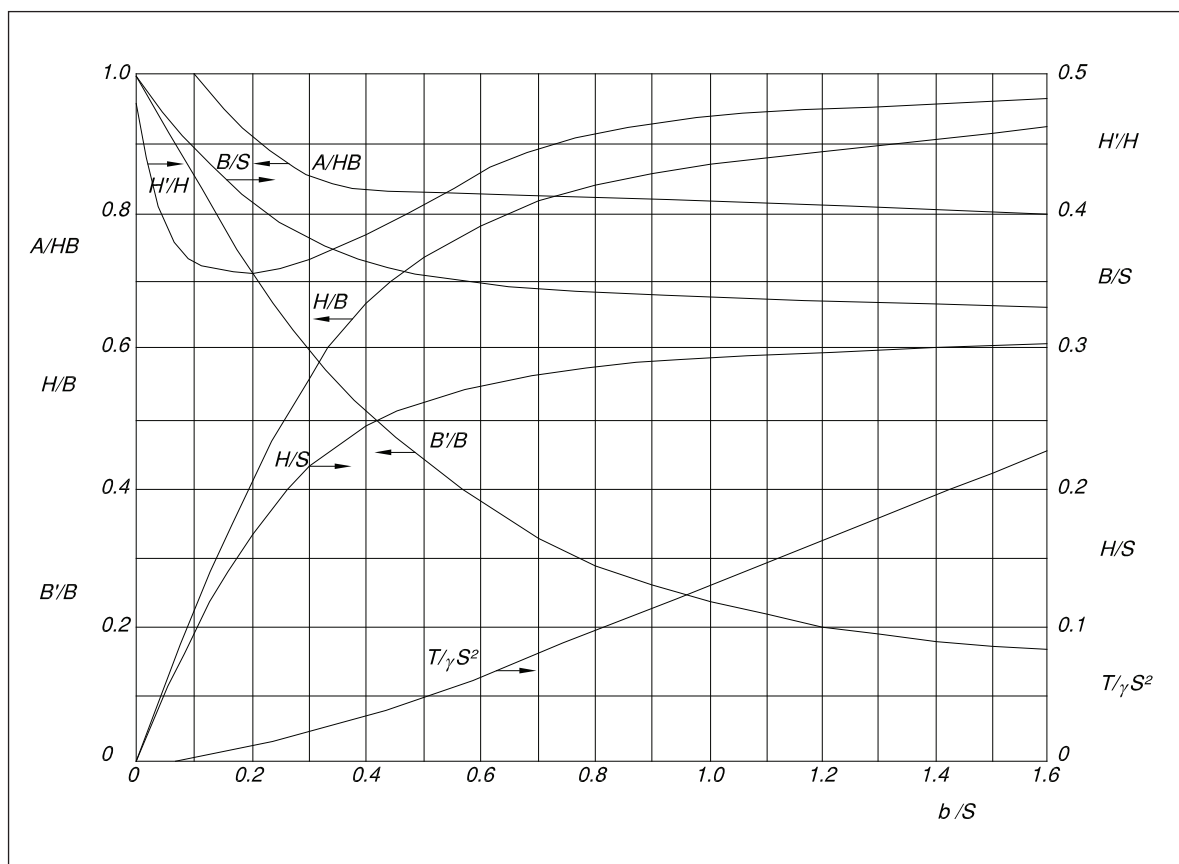


Figura 4.4.2 – Ábaco propuesto por Liu, Goh y Silvester.

Propuesta de Kazimierowicz

A partir de algunas hipótesis asumidas por Kazimierowicz (1994), se han hecho análisis en función de la presión de llenado (p_0), en que se consideran tres situaciones:

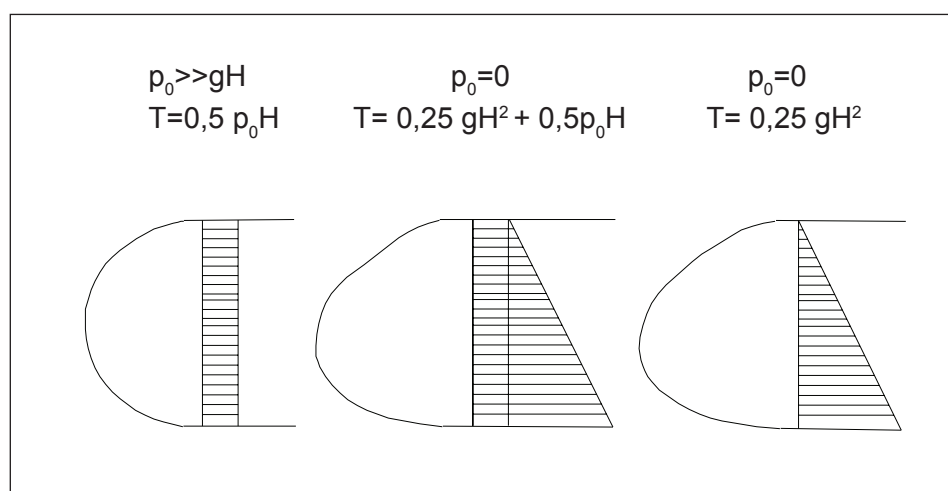


Figura 4.4.3 – Hipótesis de Kazimierowicz.

Donde:

g = peso específico del material;

H = altura del tubo relleno.

Se debe resaltar que habrá una variación de presión a lo largo de la altura del tubo durante la etapa de relleno y, así, el segundo caso ($p_o \neq 0$) es el que mejor representa la situación de los tubos confeccionados con geotextil.

Factores de reducción

Según Vidal et al. (1999), los factores de reducción indican la relación entre la propiedad índice y la propiedad funcional del geosintético en consecuencia de las condiciones específicas en cada proyecto. Se debe aplicar a los factores de reducción un factor de seguridad englobando efectos difícilmente cuantificables, como el tiempo de aplicación de las solicitaciones mecánicas e hidráulicas consideradas en el dimensionamiento, las solicitaciones físico-químicas y la química de los medios adyacentes y eventuales daños de instalación.

En caso de aplicación del MacTube® como deshidratación de lodos, se recomienda la utilización de los siguientes factores de reducción:

Fluencia (FR_f) – 1.0

Daños de instalación (FR_{di}) – 1.0

Daños ambientales (FR_{da}) – 1.0

Costura (F_{Rc}) – 1.6

4.4.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

Se pretende dimensionar un MacTube® MT46 para aplicación en deshidratación de lodos con perímetro nominal S de 9.0 m y extensión L de 30.0 m, considerando el relleno con material fino mal graduado con peso específico $g_{\text{material}} = 14 \text{ kN/m}^3$, y presión de bombeo $p_o = 20 \text{ kPa}$, peso específico del agua $g = 9.8 \text{ kN/m}^3$.

Como explicitado De acuerdo con lo especificado anteriormente, se debe realizar el dimensionamiento considerando las solicitaciones hidráulicas y mecánicas.

Dimensionamiento referente a las solicitaciones hidráulicas.

Abertura aparente de filtración del MacTube® MT46 – 0.30 mm.

Abertura aparente de filtración requerido por la norma AASHTO – 0.60 mm (valor máximo).

$0,30 < 0,60$, portanto. ☐

Dimensionamiento referente a las solicitaciones mecánicas:

El dimensionamiento referente a las solicitaciones mecánicas será realizado a partir de la formulación de Liu, Goh y Silvester. Para eso, se estima la máxima presión de llenado del tubo para que el valor pueda ser puesto en el ábaco de la figura 4.4.2.

Así, a partir de la ecuación:

$$b_1 = \frac{P_0 + \gamma_{material} H}{\gamma_{agua}}$$

Tenemos $b_1 = 4.18$ mca (metros de columna de agua). Para el valor de entrada en el ábaco, se tiene que $b_1/S = 0.46$, entonces:

$$B = 3.26 \text{ m}$$

$$B' = 1.49 \text{ m}$$

$$H \approx 2.33 \text{ m}$$

$$H' = 0.93 \text{ m}$$

$$T = 31.75 \text{ kN/m}$$

A partir de la hoja de especificación técnica del MacTube® MT46, tenemos que su resistencia a la tracción longitudinal es 70 kN/m, y la transversal de 96 kN/m. Considerando la aplicación de los factores de reducción citados anteriormente, se obtiene la resistencia admisible a tracción para el MacTube® MT46.

$$T_{adm} = \frac{T}{FR_f \cdot FR_{di} \cdot FR_{da} \cdot FR_c} = \frac{70}{1,60} = 43,75 \text{ kN / m}$$

43,75 > 31,75, por tanto ☐

Se concluye que la presión de bombeo del material para dentro del tubo es uno de los factores determinantes para el correcto dimensionamiento.

La estimativa de consolidación del MacTube® será:

$$\Delta h = 0,83 \text{ m } (\approx 35\%)$$

$$H_{final} = 1,50 \text{ m}$$

4.4.5 - ANTECEDENTES

TAMPA BAY
EUA, TAMPA

DESHIDRATACIÓN DE LODOS

Productos: MacTube®, MacLine® y MacDrain® R

Problema

Tampa es una ciudad americana ubicada en la costa oeste de Florida. La ciudad está rodeada por dos grandes ríos: Old Tampa Bay y Hillsborough Bay. Éste desemboca en la Bahía de Hillsborough, pasando directamente frente al Downtown Tampa (centro de la ciudad) y abasteciendo Tampa con sus principales fuentes de agua. Mientras tanto, debido al desarrollo de la ciudad, la cantidad de residuo urbano creció grado a grado. Por este motivo, el terraplén sanitario de la ciudad ya no soportaba más la demanda impuesta por estos residuos, lo que podría involuntariamente generar estado de calamidad pública caso este problema no fuese tratado.

Solución

La decisión sobre el sistema de contención del residuo urbano más eficiente para contener tal problema fue tomada con base en una serie de estudios básicos, desde la clase de este residuo hasta el sitio donde la solución sería aplicada. Se optó por la solución MacTube® debido a la facilidad constructiva y principalmente por la capacidad de retención de material sólido que el geotextil tejido de alta tenacidad tiene. Con eso, el residuo urbano quedó encapsulado en el interior del tubo y el agua pudo salir lentamente, haciendo con que el MacTube® sufriera consolidación de aproximadamente un 30% si es comparado a su altura inicial (2.0 m). Además, para que el sistema funcionase correctamente sin contaminar el suelo local, se instaló la geomembrana MacLine® con 1.0 mm de espesor y el MacDrain® R para drenar el agua proveniente del interior del tubo.

Nombre del Cliente:

Alcaldía Municipal de Tampa - EUA

Constructor:

Alcaldía Municipal de Tampa - EUA

Productos usados:

20 peças de 40 m de comprimento de MacTube®
1000 m² de geomembrana MacLine®
1100 m² de geocomposto drenante MacDrain® R

Fecha de la obra

Início:	Agosto / 2007
Término:	Diciembre / 2007



Figura 4.4.4 - Durante la obra



Figura 4.4.5 - Durante la obra



Figura 4.4.6 - Durante la obra

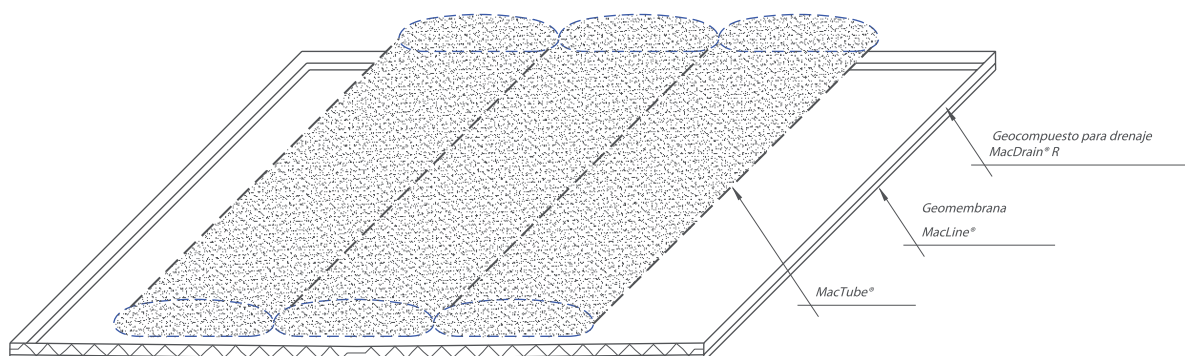


Figura 4.4.7 - Sección Transversal Típica



Figura 4.4.8 - Durante la obra



Figura 4.4.9 - Durante la obra



Figura 4.4.10 - Durante la obra



Figura 4.4.11 - Durante la obra

4.4.6 - INSTALACIÓN

Para que el MacTube® sea correctamente instalado en el local deseado, se debe inicialmente realizar una rápida regularización del sitio y cuando sea posible una impermeabilización utilizando la geomembrana MacLine®, con la finalidad de protegerlo contra posibles contaminantes. Además de eso, a fin de drenar todo el líquido proveniente de las actividades de dragaje, es recomendada la instalación del geocompuesto drenante MacDrain®R.

Durante las actividades de bombeo es realizado el proceso de floculación, que consiste en adicionar una mezcla química (sulfato de aluminio y cloruro férrico) al agua, haciendo con que sus impurezas sean decantadas. Como citado en los tópicos anteriores, el geotextil que compone el MacTube® posee excelente capacidad de filtración y, así, la parte líquida es drenada y la parte sólida se retiene en el interior del tubo. Después de esta etapa, el líquido drenado es analizado y, si tal es posible, se lo envía nuevamente al medio alrededor.

Debido a la reducción del índice de vacíos, la consolidación del MacTube® es cierta. Sin embargo, al depender del tipo de sólido contenido, existe la posibilidad de reutilización de este material. En caso de remoción del lodo deshidratado, el MacTube® debe ser cortado y el material seco removido con el auxilio de una pala cargadora o retroexcavadora, siendo ahí conducido a un terraplén compatible con la clase del material a ser dispuesto.

Tipos de draga

- Hidráulica;

La draga, localizada dentro o fuera del agua, absorbe el material de relleno y, por medio de un tubo, lo sitúa dentro del material geosintético. Para la realización de esta etapa, se recomienda la utilización de una bomba de descarga con diámetro mínimo de 4”.



Figura 4.4.12 – Equipamiento de dragaje. a) Dragas operando dentro del agua; b) dragas operando fuera del agua.

- Mecánico-hidráulica;

Aquí, un camión rellena un “hopper” (especie de embudo) con el material seleccionado, y la draga bombea el agua a través de un tubo, a fin de realizar una mezcla y consecuentemente bombearla al MacTube®. Para ambos casos, es muy importante destacar que los tubos no deben ser ejecutados en etapas, pues esto puede dañar la consolidación de la estructura debido a posible alteración de las características del material de relleno.



Figura 4.4.13 – Camión rellena el “hopper” con el material seleccionado y la draga bombeando agua a través de un tubo.

Puertos de llenado

Los puertos de llenado – “fill ports” – son bolsas costuradas en la parte superior del MacTube® durante el proceso de fabricación. Estas bolsas son utilizadas para la realización del relleno de la solución y para disipar el exceso de presión colmada durante el relleno. Su espaciamiento es variable entre 8.0m y 15.0m a depender del porcentaje de finos del material de llenado. Después de la completa la instalación, los puertos pueden ser amarrados, o incluso cortados.

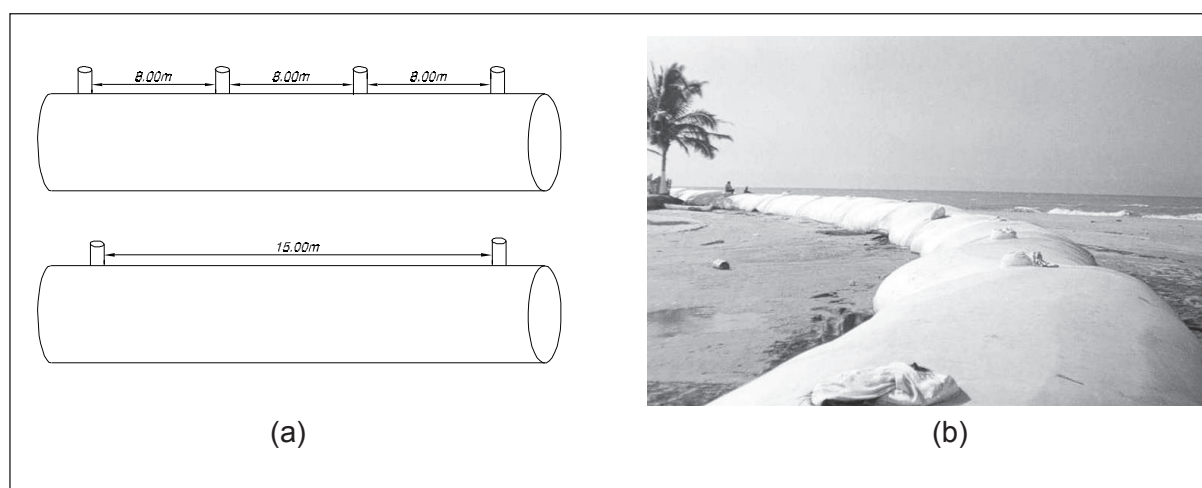


Figura 4.4.14 – a) Esquema del MacTube® con los puertos de llenado; b) MacTube® relleno por puertos y en funcionamiento.

4.4.7 - NORMAS RELACIONADAS

AASHTO (2000), Standard Specifications for Geotextiles Specification for Highway Applications - M288-00, American Association of State Transportation and Highway Officials, Washington D.C;

ASTM D123 - 07 Standard Terminology Relating to Textiles;

ASTM D276 - 00a(2008) Standard Test Methods for Identification of Fibers in Textiles;

ASTM D4354 - 99(2004) Standard Practice for Sampling of Geosynthetics for Testing;

ASTM D4355-02 Standard Test Method for Deterioration of Geotextiles by Exposure to Light, Moisture and Heat in a Xenon Arc Type Apparatus;

ASTM D4439-01 Standard Terminology for Geosynthetics;

ASTM D4491-99a(2004) Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity;

ASTM D4533-91(1996) Standard Test Method for Trapezoid Tearing Strength of Geotextiles;

ASTM D4632-91(2003) Standard Test Method for Grab Breaking Load and Elongation of Geotextiles;

ASTM D4751 - 04 Standard Test Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile;

ASTM D4759-02 Standard Practice for Determining the Specification Conformance of Geosynthetics;

ASTM D4833 - 07 Standard Test Method for Index Puncture Resistance of Geomembranes and Related Products;

ASTM D4873-01 Standard Guide for Identification, Storage, and Handling of Geosynthetic Rolls and Samples;

ASTM D5141 - 96(2004) Standard Test Method for Determining Filtering Efficiency and Flow Rate of a Geotextile for Silt Fence Application Using Site-Specific Soil;

ASTM D5261-92(1996) Standard Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Geotextiles;

ASTM D6140-00 Standard Test Method to Determine Asphalt Retention of Paving Fabrics Used in Asphalt Paving for Full-Width Applications;

ASTM D4595-86(2001) Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method;

ASTM D4884-96 Standard Test Method for Strength of Sewn or Thermally Bonded Seams of Geotextiles.

4.4.8 - BIBLIOGRAFIA

Castro, N.P.B. (2005) Sistemas Tubulares para Contenção de Lodo e Sedimentos Contaminados. Dissertação de mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, Brasil, 103 pg;

Kazimierowicz, K. (1994) Simple Analysis of Deformation of Sand-Sausages. 5th International Conference on Geotextile, Geomembranes and related Products., Singapore, p. 775-778;

Leshchinsky, D., Leshchinsky, O. (1996). Geosynthetic Confined Pressurized Slurry (GeoCoPS): Supplemental Notes. Technical Report CPAR-GL-96-1, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers, 54 p;

Pilarczyk, K.W. (2000). Geosynthetics and geosystems in hydraulic and coastal engineering. ISBN – 9058093026, Balkema;

Pilarczyk, K.W., Breteler, M.K., Stoutjesdijk, T (1998) Stability criteria for geosystems – An overview – In: Sixth International Conference on Geosynthetics, pp 1165-1172;

Vidal, D.M., Urashima, D.C. (1999) Dimensionamento de Filtros e Drenos em Geossintéticos” Geossintéticos '99, Rio de Janeiro, Brasil, V.2, pp.111-126.

4.5 - INSTALACIÓN DE LAS GEOMEMBRANAS MACLINE®

Se pretende aquí instruir, de manera sucinta, la correcta instalación de las geomembranas MacLine® en obras de protección ambiental, abarcando así los ítems 4.1 4.2 y 4.3 de este manual, debido a la semejanza de aplicabilidad y desempeño de la geomembrana en obras de terraplenes sanitarios y lagunas de tratamiento. Se han abordado en primer lugar las etapas preliminares que, no menos importante que los procedimientos de instalación, consideran relevantes informaciones, que garantizan el desempeño del sistema de impermeabilización. El suceso de la instalación comprende el cumplimiento de todas las etapas, desde el correcto almacenamiento hasta las etapas de verificación de soldadura, y el registro en informes para control de calidad.

4.5.1 - ETAPAS Y CONSIDERACIONES PRELIMINARES

Como etapa preliminar a la instalación de las geomembranas MacLine®, es importante consultar el proyecto básico que definirá la especificación de la geomembrana a ser aplicada, teniendo en cuenta las solicitudes físico-químicas, mecánicas y características de difusión que la misma debe satisfacer. Aún en el proyecto básico será definida la cuantificación de la geomembrana, necesaria para confirmar si los rollos recibidos en obra atienden al metraje necesario para cubrir el área a ser impermeabilizada.

Una vez confirmado el recibimiento del material, siguen los procedimientos de descargamento y almacenaje. Para el descargamento, realizarlo, preferentemente, por apiladoras o equipamiento equivalente, como camiones “Munck”, tractores con pala etc., que permitan el izar y el moverse de modo seguro. No deben ser usados cabos ni cintas metálicas para el izamiento, lo ideal es que sea realizado por cintas de poliéster. Lo mismo debe ocurrir en dos puntos del rollo para evitar deformaciones.

El almacenamiento se realizará sobre área de almacenamiento que permita el desdoblamiento de los rollos, para la modulación y corte de los paneles, definidos en el plan de instalación con el fin de minimizar el largo de la soldadura. El área de almacenamiento debe presentarse libre de irregularidades y objetos duros o cortantes en la superficie. En casos donde la superficie no atienda a estas exigencias, almacenarlos sobre el tablado de madera o colchón de arena. Puede ser utilizado también un rollo de geotextil extendido como preparación, siempre evitando contacto directo sobre suelo impropio. El almacenamiento debe asegurar por fin cierta distancia de agentes químicos y fuentes de calor, siendo almacenados los rollos por orden de retirada, conforme modulación prevista en el plan de instalación, y el proceso de abertura de los mismos.

Es de extrema importancia considerar la acción de la temperatura y condiciones climatológicas sobre los paneles cuando se da la instalación. La temperatura causa dilatación y retracción en la geomembrana, si se tiene en consideración esa condición son evitadas posibles agresiones que aquélla pueda sufrir. Se recomienda que la instalación y soldadura de los paneles sean

ejecutadas en los períodos de menor temperatura, para reducir las solicitaciones de tracción por retracción y evitar soldaduras en paneles con arrugas. En períodos de lluvia, se debe evitar la instalación, siendo retomados los trabajos solamente bajo condiciones de mejoría del tiempo. Es importante conocer también el riesgo de granizo para determinar la necesidad de eventual protección a impacto.

Queda prohibido el tránsito de personas sobre los paneles sin el calzado adecuado y fumar durante la instalación. Importante minimizar las áreas de tráfico en contacto directo con las geomembranas. Caso no sea posible la construcción de rampas de acceso, el proyecto ejecutivo debe prever vías de circulación y planear el lanzamiento de una camada de protección para la geomembrana, de tal forma que el equipamiento avance sobre la camada ya instalada. Esta camada de protección puede ser ejecutada con geotextiles, u outra geomembrana sobrepuesta. El avance de vehículos en los taludes debe ser siempre ascendente, pero si no es posible, el proyecto debe verificar la estabilidad de la geomembrana para el avance descendente (peso del equipamiento y ausencia de cuña pasiva de ruptura del talud).

4.5.2 - PROCEDIMIENTOS DE INSTALACIÓN

Se inician los procedimientos de instalación solamente después de asegurado por el supervisor responsable de la obra que las condiciones del terraplén son aceptables para el desarrollo de los paneles. El terreno debe estar plano, estable, regularizado y libre de protuberancias que puedan poner la geomembrana en tensión. Las depresiones o vacíos deben estar rellenadas con suelo, garantizando un apoyo uniforme.

Si las condiciones del substrato, aunque regularizado, no ofrecen seguridad a la integridad del panel, éste deberá ser instalado sobre una camada de 10cm de arena de río lavada, pudiendo ser substituido por un geotextil antipunzonante de elevado gramaje, siempre que el suelo natural esté bien raso y compactado.

El geotextil será de tipo punzonado y de fibras vírgenes en polipropileno (PP) o poliéster (PET) con gramaje superior a 250 g/m². Gramajes inferiores a lo presentado no garantizan el antipunzonamiento a la geomembrana.

Se debe tener especial cuidado con el apoyo del panel en la cumbre del talud o en cantos vivos; si hay riesgo para la geomembrana, prever la instalación del geotextil antipunzonante en la interfaz de apoyo o prever suavización (chanfro) de la cumbre para minimizar la tensión.

Caso haya vegetación, ésta deberá ser eliminada mediante la esterilización del lecho de colocación, procurando no contaminar zonas adyacentes. Si hay raíces aparentes, se las debe cortar al menos 10 cm abajo del lecho de colocación. Si por imposibilidades administrativas o locales no es posible obedecer dichas recomendaciones, prever la protección mecánica de las geomembranas. La protección mecánica también será conveniente, en casos donde agentes externos ejerzan, sobre ella, tensiones no previstas en proyecto, como cuerpos flotantes;

tensiones importantes causadas por viento; protección contra la acción de ondas; protección contra protuberancias, etc., que causan tensión, perforación y ruptura de la barrera geosintética. Los geosintéticos que protegen mecánicamente las geomembranas son normalmente georedes, geocompuestos y geotextiles.

Una vez obedecidas tales recomendaciones, se inicia la instalación de los paneles. Como práctica normal, el desarrollo y colocación de paneles sólo será realizado si la soldadura pueda ser ejecutada en seguida. No deberá ser permitido el desarrollo de paneles, con algunas excepciones, si la soldadura es realizada otro día de trabajo.

La secuencia normal de instalación es comenzar por áreas topográficamente más altas y en un plano perpendicular a la dirección del viento a sotavento.

Normalmente se comenzará en los taludes, al fondo y finalmente al cierre de los mismos. Los paneles cortados se extenderán en los taludes siguiendo la línea de máxima pendiente y el borde del panel se prolongará, a lo mínimo, a 1,50m del pie del talud.

En las esquinas son aceptables las disposiciones de paneles en “abanico” o tipo “espinazo”.

Los paneles deben ser posicionados de acuerdo con su numeración y secuencia previstas en el proyecto ejecutivo. Deben ser aplicados en el sentido de la máxima inclinación del talud y posicionados de forma a obtenerse lo mínimo posible de arrugas u ondas.

Para garantizar la continuidad de la geomembrana en toda área a ser impermeabilizada y por consecuencia de la limitación de las dimensiones de los rollos, son necesarias sobreposiciones y soldadura entre los paneles. La sobreposición entre paneles que van a ser enmendados debe ser de aproximadamente 10cm para soldaduras por termofusión y 7,5cm, como mínimo, para soldaduras por extrusión. Antes del inicio de la soldadura las sobreposiciones deben estar limpias y libres de humedad.

Es recomendable no realizar sobreposiciones horizontales a lo largo del talud. Si es inevitable, se recomienda que la enmienda no esté localizada en su parte superior ni a una distancia menor que 15cm del pie. Al fondo, la sobreposición debe estar a una distancia de 1,50m del pie del talud.

Se inician en esta misma etapa los procedimientos de anclaje de los paneles. El anclaje puede ser realizado por medio de zanjas excavadas o por engastamiento del suelo. Ambas disposiciones son debidamente dimensionadas por metodologías que consideran las tensiones actuantes y resistencia de la geomembrana, y que son abordados en el ítem 4.2.3 (Metodologías de cálculo – Dimensionamiento de anclaje de la geomembrana) de este manual.

Las zanjas de anclaje perimetrales son las más utilizadas en sistemas de anclaje de geomembranas, y garantizan el estacionamiento y conformación del panel junto al sustrato durante toda su vida útil. Son recomendados los siguientes valores mínimos para una zanja de anclaje excavada: distancia de la borda del talud de 50cm, ancho de 50cm y profundidad de 50cm. Estos

valores deben ser en función de la altura y inclinación del talud.

Cuando son bien construidas, las zanjas de anclaje aún evitan: la formación de tensiones en la geomembrana; su perforación; penetración de agua bajo la geomembrana por deslizamiento del soporte.

Para su relleno se utiliza el mismo suelo excavado o concreto, o se puede aún exportar suelos finos y poco permeables.

Realizar la abertura de la zanja de anclaje con un mínimo de defasaje de la colocación de la geomembrana, para evitar la disminución de su sección por desbarrancamiento de los lados, por efecto de la lluvia o del tránsito local. Hay que rellenarla a cada día sobre la parte del panel ejecutado.

Para el anclaje en superficies de concreto, la misma es realizada directamente sobre el concreto o sobre una esponja de neopreno de células cerradas, adherida a la superficie del concreto por medio de adhesivo apropiado para neopreno. La fijación de la geomembrana en el concreto puede ser hecha por medio de un perfil metálico o de plástico, unido al concreto a través de tornillos con tuerca, remache o fijación especial.

En un segundo caso puede fijarse la geomembrana a un perfil del mismo polímero, integrado en la superficie del concreto aun en la ocasión de la estructura, soldada por extrusión al perfil.

Como último procedimiento de instalación, es realizada la soldadura entre los paneles, por aparatos específicos que garanticen la fijación definitiva de la geomembrana. Puede ser realizada por dos métodos constructivos: termofusión con máquinas eletromecánicas (autopropulsadas) o extrusión con aporte de material del mismo polímero de la geomembrana.

El primer método utiliza la presión y temperatura de los rodillos de la máquina eletromecánica, conocida también como cuña caliente, donde por calentamiento de las caras de los paneles y presión de los rodillos se realiza la soldadura definitiva sobre un doble canal, dejando una cámara de aire entre ambos canales para realización de ensayo de inyección de aire comprimido en la presión mediana de 70lbs, para la comprobación de la estanqueidad.

El instalador dispensará especial cuidado en la temperatura de soldadura de la máquina, en la presión de los rodillos y en la velocidad de soldadura, de tal modo que, en función de las condiciones atmosféricas presentes, se obtenga una soldadura de calidad.

El segundo método constructivo, soldadura por extrusión con aporte de material, consiste en la deposición de material fundido, del mismo polímero de fabricación de la geomembrana que es depositado en la superficie mediante máquina extrusora portátil. En la extrusora el material puede ser alimentado en la forma de granulado o aporte (cordón de soldadura o monofilamento). De misma forma es controlada la temperatura de la máquina para garantizar la fusión del material.

En tuberías e interferencias, como en encuentros de soldadura, acabados, reparos y paradas de máquinas, el tipo de soldadura a realizarse es extrusión. Su verificación de estanqueidad es realizada por medio de caja de desaire o hilo metálico ubicado en el interior del cordón extrusado, para test de estanqueidad por chispa eléctrica.

Los ensayos de inyección de aire en canal de doble soldadura, caja de desaire y test de chispa eléctrica, suman los llamados ensayos no destructivos. En estos métodos no hay colección de muestras para ensayos en laboratorio externos o para verificaciones complementarias, por eso reciben este nombre. Cuando son retiradas las muestras para verificación de soldadura como los ensayos de despegamiento en alicate y cisallamiento en tensiómetro son los considerados ensayos destructivos, donde se compara para ambos métodos la tensión máxima aplicada para romper la soldadura con comparaciones a la tabla de valores mínimos. Estas áreas son reparadas por parches, que consisten en paneles rectangulares que se sobreponen a lo mínimo 100mm al área que reparar.

Además de dichos ensayos, es exigida la inspección visual del área impermeabilizada garantizando la conformidad de todas las soldaduras realizadas y anotaciones para el control de calidad.

4.5.3 - CONTROLE DE QUALIDADE

Después de instalados, soldados y sometidos a pruebas de verificación de soldadura, la garantía de todos los procedimientos de instalación es realizada por medio de anotaciones e informes que describan todas las eventualidades ocurridas durante la instalación. Se pone a la responsabilidad del proyectista el rol de los ensayos, la frecuencia y mostraje durante su realización, de acuerdo con el tipo y la responsabilidad de la obra y condiciones locales. Es de responsabilidad del instalador comprobar la calidad de la instalación mediante presentación de las planillas e informes con el registro de todos los servicios ejecutados y que sirvieron, así como el “as built”, para la composición del control de calidad.

Todos los proyectos que poseen responsabilidad de riesgo ambiental deben exigir, con rigor, el control de calidad de la empresa instaladora, conforme IGSR GM 01/03.

Se recomienda por fin la contratación de una empresa fiscalizadora especializada para acompañar los servicios y el control de calidad de la instalación.

4.6 - TABLA DE RESISTENCIA QUÍMICA DEL PEAD

Tabla de la resistencia química del PEAD

Substancia	concentración	Comportamiento		Substancia	Concentración	Comportamiento	
		20°C	60°C			20°C	60°C
Piña, jugo de		+	+	Ácidos aromáticos		+	+
Acetaldeído + ácido acético	90:10:00	+		Ácidos grasos(>C6)		+	+hasta/
Acetaldeído; acuoso	todas	+	/	Acrlonitrila	tecn.pura	+	+
Acetamida		+	+	Acronal (R); dispersión	comercial	+	/
Acetato de amônio; acuoso	todas	+	+	Azúcar de carrizo		+	+
Acetato de	todas	+	+	Adobo liquido		+	+
Acetato de etila	tecn.puro	+	/	Agente separador		+	+
Acetato de sódio;	todas	+	+	Agua amoniacal	todas	+	+
Acetato de vinilo		+	+	Agua clorada		+	/
Acetileno		+		Agua de bromo	saturada a frío	+	
Acelofenona		+		Agua de cal		+	+
Acetona	tecn.pura	+	+	Agua de Javelle		+ hasta/	
Ácido acetacético		+		Agua de Labarraque		+ hasta/	
Ácido acético glacial	tecn.puro	+	/ V	Agua destilada		+	+
Ácido acético ; acuoso	100%	+	/ V	Agua del mar		+	+
Ácido acético;	70%	+	+	Agua mineral		+	+
Ácido acrílico, emulsiones de		+	+	Agua oxigenada ; acuoso	10%	+	+
Ácido adipico, acuoso	saturado	+	+	Agua oxigenada ; acuoso	30%	+	+
Ácido antraquinonossulfónico ; acuoso (susp.)		+	+	Agua oxigenada ; acuoso	90%	+	-
Ácido arsénico ; acuoso	todas	+	+	Agua potable		+	+
Ácido ascórbico		+	+	Agua madre de sal	saturada	+	+
Ácido benzeno-sulfónico		+	+	Agua -régia		-	
Ácido benzóico ; acuoso	todas	+	+	Aguardiente		+	+
Ácido fluorídrico ; acuoso	40% 85%	+	/	Aktivin (R) (clorimina; acuoso 1%)		+	+
Ácido bórico ; acuoso	todas	+	+	Alcóois de cera	tecn.puro	/	/
Ácido brómico	conc.	-		Alcóois grasos		+	/
Ácido bromiárico; acuoso	50%	+	+	Alcohol alílico	96%	+	+
Ácido butírico; acuoso	todas	+	/	Alcohol amílico	tecn.puro	+	+
Ácido carbólico		+	+ V	Alcohol benzílico		+	+
Ácido cianídrico		+	+	Alcohol butílico		+	+
Ácido cítrico; acuoso	saturado	+	+	Alcohol cetílico (hexadecanol)		+	+
Ácido cloracético(mono); acuoso	todas	+	+	Alcohol de gordura de coco	tecn.puro	+	/
Ácido clorídrico; acuoso	todas	+	+	Alcohol etílico	96%	+	+
Ácido clorossulfónico		-		Alcohol etílico + ácido acético	usual	+	+
Ácido crómico; acuoso**	hasta 50%	+	- V	(mistura de fermentación)			
Ácido dicloracético	50%	+	+	Alcohol feniletílico		+	+
Ácido dicloracético	tecn.puro	+	/ V	Alcohol furturílico		+	+ V
Ácido diglicólico; acuoso	30%	+	+	Alcohol isobutílico		+	+
Ácido dodecibencenossulfónico		+	/	Alcohol metílico		+	+
Ácido esteárico		+	/	Alcohol nonílico(nonanol)		+	+
Ácido etilenodiaminotetracético		+	+	Alcohol palmitílico		+	+
Ácido fluorbórico; acuoso		+	/	Alcohol propargílico; acuoso	7%	+	+
Ácido fluorsilícico	32%	+	+	Alilacetato		+	+hasta
Ácido fórmico; acuoso	10%	+	+	Alilcloroto		/	-
Ácido fórmico; acuoso	85%	+	+	Alúmen de cromo; acuoso	todas	+	+
Ácido fosfórico; acuoso	50%	+	+	Aluminio,cloruro de; sólido		+	+
Ácido fosfórico; acuoso	80% 95%	+	/ V	Aluminio,cloruro de; acuoso	todas	+	+
Ácido íftálico; acuoso	50%	+	+	Aluminio, fluoreto de	concentrado	+	+
Ácido galotánico	10%	+	+	Aluminio, hidróxido de		+	+
Ácido glicólico; acuoso	hasta 70%	+	+	Aluminio, metafosfato de		+	+
Ácido hipoclorídrico		+ hasta/	/	Aluminio, sulfato de; sólido		+	+
Ácido hipocloroso		+ hasta/	/	Aluminio, sulfato de; acuoso	saturado	+	+
Ácido láctico; acuoso	10% 96%	+	+	Blanqueadores ópticos		+	+
Ácido maleico; acuoso	hasta 100%	+	+	Suavizantes		+	/
Ácido málico; acuoso	50%	+	+	Amidas de ácidos grasos		+	/

Ácido metacrílico		+	+	Almidón; acuoso	hasta 100%	+	+
Ácido metilsulfúrico	50%	+	+	Almidón; jarabe de		+	+
Ácido monocloracético		+	+	Amilacetato	tecn.puro	+	+
Ácido muriático; acuoso	todas	+	+	Amilcloruro	100%	/	-
Ácido nítrico**	25%	+	+	Amilftalato		+	/
Ácido nítrico	50%	/	- V	Aminoácidos		+	+
Ácido oléico		+	/	Amoníaco; gaseoso	100%	+	+
Ácido oxálico; acuoso	todas	+	+	Amoníaco; líquido		+	
Ácido palmítico		+	+	Amoníaco; solución de		+	+
Ácido para baterías		+	+	Amonio, acetato de; acuoso	todas	+	+
Ácido perclórico; acuoso	20%	+	+	Amonio; carbonato de	todas	+	+
Ácido perclórico; acuoso	50%	+	/	Amonio, cloruro de; acuoso	todas	+	+
Ácido perclórico;	70%	+	- V	Amonio, hidrosulfeto de; acuoso	todas	+	+
Ácido pícrico; acuoso	1%	+		Amonio, metafosfato de		+	+
Ácido propiónico; acuoso	todas	+	+	Amonio, nitrato de; acuoso	todas	+	+
Ácido salicílico		+	+	Amonio, fosfato de; acuoso	todas	+	+
Ácidossilícico;	todas	+	+	Amonio, sulfato de; acuoso	todas	+	+
Ácido silicofluorídrico; acuoso	todas	+	+	Amonio, sulfeto de ; acuoso	todas	+	+
Ácido succínico; acuoso	50%	+	+	Amonio, tiocionato de		+	+
Ácido sulfídrico, acuoso	saturado	+	+	Anidrido acético	tecn.puro	+	/ V
Ácido sulfídrico seco acuoso	100%	+	+	Anidrido arsénico		+	+
Ácido sulocrómico		+	-	Anidrido carbónico; acuoso	todas	+	+
Ácido sulfúrico fumegante	todas	-		Anidrido carbónico; seco	100%	+	+
Ácido sulfúrico;	hasta 50%	+	+	Anilina; aquosa	todas	+	+
Ácido sulfúrico; acuoso	70%	+	+	Anilina; cloridrato de; acuoso	todas	+	+
Ácido sulfúrico; acuoso	80%	+	+	Anis, esencia de		/	-
Ácido sulfúrico; acuoso	98%	/	- V	Anissol		/	/hasta-
Ácido sulfuroso acuoso		+	+	Anono		+	/
Ácido tartárico; acuoso	todas	+	+	Anti espumantes		+	+hasta/
Ácido tricloracético; acuoso	50%	+	+	Anticongelantes (auto-mueble)	comercial	+	+
Ácido tricloracético	tecn.puro	+	/ até -	Antimonio, cloruro de; anidro		+	+
Ácido tioglicólico		+	+	Antimonio, pentacloruro de		+	+
Ácido úrico		+	+	Antimonio, tricloruro de		+	+
Asfalto		+	/V	Clophen (R) A50 e A60		+	/ hasta
Aspirin*(R)		+		Cloruro de sodio; acuoso	saturado	+	+
Aceite de oliva		+	+	Cloruro benzílico		/	-
Baño de blanqueo		+hasta/	-	Cloruro benzoílico		/	/
con cloro 12,5% del cloro activo**				Cloruro de aluminio; acuoso	todas	+	+
Baño eletrolíticos		+hasta/	/	Cloruro de aluminio; sólido		+	+
para galvanotécnica				Cloruro de amonio; acuoso	todas	+	+
Bárido, hidróxido de; acuoso	todas	+	+	Cloruro de antimonio; anidro		+	+
Bárido, sales de; acuoso	todas	+	+	Cloruro de calcio; acuoso	todas	+	+
Bebidas alcohólicas		+		Cloruro de plomo; acuoso		+	+
Benzaldeído; em alcohol isopropílico	1%	+	+	Cloruro de estaño II; acuoso	todas	+	+
Benzaldeído; acuoso	todas	+	+hasta/	Cloruro de hierro III, acuoso	todas	+	+
Benceno	tecn.puro	/	/	Cloruro de magnesio; acuoso	todas	+	+
Benzoato de sodio; acuoso	35%	+	+	Cloruro de mercurio		+	+
Benzoato de sodio		+	+	Cloruro de metila		/	
Betún		+	/V	Cloruro de metileno		/	/**
Bicarbonato de potássio; acuoso	todas	+	+	Cloruro de níquel		+	+
Bicarbonato de sodio		+	+	Cloruro de potasio ; acuoso	todas	+	+
Bicromato de potássio; acuoso	todas	+	+	Cloruro de sodio; acuoso	todas	+	+
Bicromato ácido-sulfúrico	conc.	+	-	Cloruro de zinc. acuoso	todas	+	+
Bierkuloer	comercial	+	+	Cloruro férrico; acuoso	todas	+	+
Bismuto; sales del		+	+	Cloruro sulfúrico		-	

4. Controle de efluentes

Bissulfato de potasio; acuoso	todas	+	+	Cloreto tionilico		-	
Bissulfato de sodio		+	+	Cloridrato de anilina; auoso	todas	+	+
Bissulfito de sódio; acuoso	todas	+	+	Cloridrato de fenilhidrazina		+	-
Bissulfito; lixivia de		+	+	Clorito de sodio; acuoso	50%	+	
Borato de potasio; acuoso	1%	+	+	Cloro; baño blanqueador com com 12,5% de cloro activo**		+hasta/	-
Borato de sodio		+	+	Cloro; gaseoso, seco		/	-
Borax; acuoso	todas	+	+	Cloro; gaseoso, humedo		/	-
Boro, trifluoreto de		+	+hasta/	Cloro, liquido		-	
Bromato de potasio; acuoso	até 10%	+	+	Clorobenzeno		/	-
Brometo de litio		+	+	Cloroetanol	tecn. puro	+	+V
Brometo de metila; gaseoso	tecn.puro	/	-	Clorofórmio	tecn.puro	/hasta-	-
Brometo de potasio; acuoso	todas	+	+	Clorometila; gaseosa	tecn.pura	/	-
Brometo de sodio		+	+	Cloropicrina		+hasta/	-
Bromo, agua de	saturada a frío	+		Cobre, cloreto de; acuoso		+	+
Bromo, liquido	100%	-		Cobre, fluoreto de; acuoso		+	+
Bromo, vapores de		-		Cobre, nitrato de; acuoso	30%	+	+
Bromocloreto metano		-		Cobre, sais de; acuosos	saturado a frío	+	+
Butandiol; acuoso	todas	+	+	Cobre, sulfato de; acuoso	todas	+	+
Butano; gaseoso		+		Coco, alcohol de gordura de	tecn.puro	+	/
Butanol; acuoso	todas	+	+	Coco, óleo de		+	/
Butanona		+	/hasta-	Pega		+	+
Butantrio; acuoso	todas	+	+	Pega holandesa(glutina)	comercial	+	+
Butilacetato	tecn.puro	+	/	Combustible diesel		+	/
Butilacrilato		+	/	Concentrados de pega		+	+
Butilbenzilftalato		+	+	Condensado de vapor saturado		+	+
Butilenoglicol	tecn.puro	+	+	Cañac		+	
Butilfenol	tecn.puro	+	+	Colorantes		+V	+V
Butoxila(R)(metoxibutilacetato)	todas	+	/	Creosoto		+	+V
Cal clorada		+	+	Cresol	100%	+	/V
Calcio, carbono de		+	+	Cresol; acuoso	diluido	+	+V
Calcio, carbureto de		+	+	Cromato de potasio; acuoso	40%	+	+
Calcio, cloruro de; acuoso	todas	+	+	Cromato de sodio		+	+
Calcio, fosfato de		+	+	Cromo, alumen de; acuoso	todas	+	+
Calcio, hidróxido de		+	+	Cromo, lama de anodos de		+	+
Calcio, hipoclorito de; acuoso(Susp.)	todas	+	+	Cromo, sais de; acuosos	todas	+	+
Calcio, nitrato de; acuoso	50%	+	+	Cromo, trióxido de, acuoso**	até 50%	+	-V
Calcio, óxido de (polvo)		+	+	Crotonaldeido	tecn.pura	+	/
Calcio, sulfato de		+	+	Cumarona, resinas de		+	+
Cal		+	+	Dimetilamina		+	/
Cal, agua de		+	+	Dimetilformamida	tecn.pura	+	+hasta/
Alcanfor		+	/	Dimetilsulfóxido		+	+
Carbazol		+	+	Diocitilftalato		+	/
Carboleína para arbores fructíferas		+V	/V	Dioxano		+	+
Carbonato de amonio	todas	+	+	Dióxido de carbono	100%	+	+
Carbonato de calcio		+	+	Dióxido de azufre; acuoso	todas	+	+
Carbonato de magnésio		+	+	Dióxido de azufre; seco y húmedo	todas	+	+
Carbonato de potasio; acuoso	todas	+	+	Dispersiones de(R) Mowilich		+	+
Carbonato de sodio; acuoso	todas	+	+	Dispersiones de goma (látex)		+	+
Carbonato de zinc		+	+	Dispersiones; acuosas		+	
Carbureto de calcio		+	+	Dodecilbenzenosulfonato de sodio		+	+
Caruma, esencia de		+	/	DOP-di-2-etil-hexilftalato		+	/
Cera de abejas		+	/hasta	Decadronaftalina (R) Dekalin	tecn.pura	+	/
Cera, alcohol de	tecn.puro	/	/	Defensivos agrícolas; acuosos	usual en la práctica	+	+
Ceras		+	+hasta/	Dekalin (R)	tecn.pura	+	/
Cerveza		+	+				

Cetonas		+hasta/	/hasta-	Detergentes		+	+
Chucrute		+	+	Detergentes para vajilla	usual	+	+
Plomo-tetraetila		+		Detergentes sintéticos	conc.de uso	+	+
Plomo, acetato de; acuoso	todas	+	+	Dextrina; acuosa	18%	+	+
Cianeto de potasio; acuoso	todas	+	+	Dextrose		+	+
Cianeto de sodio		+	+	Di-2-etil-hexifalato(DOP)		+	/
Ciclanonas(sulfonato de alcohol graxo)	comercial	+	+	Dibrometo de etileno		/	-
Ciclohexanol		+	+	Dibromometano (1;2-)		/	-
Ciclohexanona		+	/	Dibutylfitalato	tecn.puro	+	/
Ciclohexano		+	+	Dibutylsebato		+	/
Cidra		+	+	Didoreto de etileno		/	-
Clorato de potasio; acuoso	todas	+	+	Fosfato tricresílico		+	+
Dicloreto de propileno	100%	-		Fosfato trioctílico		+	/
Diclorobenzeno		/	-	Fosfato trissódico		+	+
Diclorodifeniltricloroeteno (DDT; polvo)		+	+	Fosfatos; acuosos	todas	+	+
Dicloroetano		/	/	Fósforo, oxidoreto de		+	/
Dicloroetileno		-		Fósforo, pentóxido de	100%	+	+
Dicloropropano		/	-	Fósforo, tricloreto de		+	/
Dicloropropeno		/	-	Fosgênio, líquido	100%	-	
Dicromato de sodio		+	+	Fosgênio, gaseoso	100%	-	
Diesel; combustible		+	/	Frigen 12 (R) Freon 12 (R)	100%	/	-
Dietilcetona		+	/	Frutas, jugo de	usuais	+	-
Dietilenoglicol		+	+	Furfural		+	/
Difenilamina		+	/	Gás clorídrico; seco y húmedo		+	+
Diisobutylcetona	tecn.pura	+	hasta-	Gases de escape com ácido carbônico	todas	+	+
Emulsionantes		+	+	Gases de escape com ácido clorídrico	todas	+	+
Emulsiones de ácido acrílico		+	+	Gases de escape com ácido fluorídrico	traços	+	+
Azufre		+	+	Gases de escape com ácido sulfúrico	todas	+	+
Azufre; dióxido de; acuoso	todas	+	+	Gases de escape nitrosos	traços	+	+
Azufre; dióxido de; seco y húmedo	todas	+	+	Gases de escape com óxido de carbono		+	+
Azufre; trióxido de		-		Gases de escape com SO2	mínima	+	+
Ephetin(R); aquoso	10%	+	+	Gases de ustulação, secos	todas	+	+
Epicloridrina		+	+	Gasolina	tecn. pura	+	+hasta/
Espermacete		+	/	Fosfato de tri-β-cloretileno		+	+
Esencia de anís		/	-	Fosfato dissódico		+	+
Esencia caruma		+	/	Fosfato tributílico		+	+
Esencia de terebentina	tecn. pura	+hasta/	/	Gasolina comum		+	/
Esencia etéricas		/	-	Gasolina para pruebas	tecn. pura	+	+hasta/
Estearato de zinc		+	+	Gasolina-Benzeno-Mezcla	80/20	+	/
Ester adípico		+	/	Gelatina		+	+
Ester butílico de ácido acético		+	/	Genatin (R)		+	+
Ester butílico de ácido glicólico		+	+	Gin		+	
Ester de ácido clorocarbônico		+	/	Glauber, sal de; acuoso	todas	+	+
Ester etílico de ácido acético		+	/	Glicerina; acuoso	hasta100%	+	+
Ester etílico de ácido monocloroacético		+	+	Glicerinochloridrina		+	+
Estanho II, cloreto de; acuoso	todas	+	+	Glucosa		+	+
Ester ftálico		+	+hasta/	Glicol; acuoso	comercial	+	+
Ester metílico de ácido bórico		+	/hasta-	Glucosa; acuoso	todas	+	+
Ester metílico de ácido dicloracético		+	+	Glysanin (R)		+	+
Ester metílico de ácido		+	+	Grasa animal		+	/
Esteres alifáticos	tecn.puro	+	+hasta/	Grasa de coco, alcohol de	tecn.pura	+	/
Estireno		/	-	Grisiron (R) 8302		/	/
Etano		+	+	Grisiron (R) 8702		+	+
Etanol	96%	+	+	Halothan (R)		/	/hasta-
Éter		+hasta/	/*	Heptano		+	/

4. Controle de efluentes

MACCAFERRI

Éter de petróleo		+	/	Hexacianoferrato de potasio; acuoso	todas	+	+
Éter dibutílico		+hasta/	-	Hexacianoferrato de sodio		+	+
Éter dielítico		+hasta/	/*	Hexano		+	/
Éter diisopropílico		+hasta/	-	Hexantriol		+	+
Éter etílico	tecn.puro	+hasta/	/*	Hidrato de cloral; acuoso	todas	+	+V
Éter isopropílico	tecn.puro	+hasta/	-	Hidrato de hidrazina		+	+
Éter sulfúrico		+hasta/	/*	Hidráulica; fluido para		+	/
Etil-hexanol (2-)		+	/	Hidrocloreto de fenilhidrazina		+	-
Etilbenzeno	tecn.puro	/		Hidrógeno	100%	+	+
Etilcloroto	tecn.puro	/		Hidroquinona		+V	+V
Etileno		+	/	Hidrosulfeto de amonio; acuoso	todas	+	+
Etileno, dibrometo de		/	-	Hdrosulfito; acuoso	hasta 10%	+	+
Etileno, dicloroto de (dicloroetano)		/	-	Hidróxido de aluminio		+	+
Etileno, óxido de; gaseoso	tecn.puro	+	+	Hidróxido de bário; acuoso	todas	+	+
Etilenodiamina	tecn.puro	+	+	Hidróxido de calcio		+	+
Etilenoglicol		+	+	Hidróxido de magnésio		+	+
Euron B (R)		/	/	Hidróxido de potasio; acuoso	30%	+	+
Euron G (R)		+	+	Hidróxido de sodio; acuoso	todas	+	+
Extracto de café		+	+	Hidróxido de sodio; sólido		+	+
Fenilhidrazina	tecn.puro	/	/hasta-	Hidroxilamina, sulfato de; acuoso	12%	+	+
Fenilhidrazina, cloridrato de		+	-	Hipoclorito de cálcio; acuoso (Susp.)	todas	+	+
Fenilsulfonato (dodecilbenzeno-				Hipoclorito de sodio; acuoso com		+	
Sulfanato de sódio		+	+	com 12,5% de cloro activo **		+	-
Fenol		+	+V	Hipoclorito de sodio; seco		+	
potasio; acuoso		+	+	Iodeto de magnésio		+	+
Ferro cloroto de (III); acuoso	todas	+	+	Iodeto de potássio; acuoso	todas	+	+
Ferro; sulfato de; acuoso	todas	+	+	Iodo-iodeto de potasio	3% iodo	+	+
Ferrocianeto de sódio		+	+	Iodo, tintura de DAB 6	comercial	+	/V
Fertilizantes; sais; acuoso	todas	+	+	Isocetano		+	/
Hígado; óleo de		+	/	Isopropanol (alcohol isopropílico)	tecn.puro	+	+
Fijador; sal; acuoso	todas	+	+	Isopropilacetato	100%	+	/
Fijador; sal; sólido		+	+	Isopropileter	tecn.puro	+hasta/	-
Fluido hidráulico		+	/	Javelle, agua de		+hasta/	
Fluido para freno		+	+	Lactosa		+	+
Fluido para perforaciones Hoechst		/	/	Lodo de anodos de cromo		+	+
Fluor; gaseoso		-		Lodo de zinc		+	+
Fluoreto de aluminio	conc.	+	+	Lanolina (suarda)		+	+
Fluoreto de plomo; acuoso		+	+	Naranja, jugo de		+	+
Fluoreto de potasio; aquoso	todas	+	+	Látex		+	+
Fluoreto de sodio		+	+	Leche		+	+
Fluorsilicato de magnesio		+	+	Leche, soro de		+	+
Formaldeído; acuoso	40%	+	+	Lévedo		+	+
Formamida		+	+	Licor		+hasta/	-
Fosfato de amônio; acuoso	todas	+	+	Linhaça, óleo de	tecn.pura	+	+
Fosfato de cálcio		+	+	Lítio; brometo de		+	+
Fosfato de sódio; acuoso	saturado	+	+	Óleo de silicona	tecn.puro	+	+
Lixívia de bissulfito		+	+	Óleo de soja		+	+
Lixívia de jabón; acuoso	todas	+	+	Óleo de vaselina	tecn.puro	+hasta/	/
Lysol (R)		+	/	Óleo mineral	sin adictivos	+	+hasta/
Magnésio, carbonato de		+	+	Óleo para husos		+hasta/	/
Magnésio, cloroto de; acuoso	todas	+	+	Óleo para máquinas		+	/
Magnésio, fluorsilicato de		+	+	Óleo para motores (Óleo HD)		+	+hasta/
Magnésio, hidróxido de		+	+	Óleo para motores 2 tempos		+	/
Magnésio, iodeto de		+	+	Óleo para transformadores	tecn.puro	+	/
Magnésio, sales de; acuoso	todas	+	+	Óleos etéricos		/	-

Magnésio, sulfato de; acuoso	todas	+	+	Óleos lubricantes	tecn.puro	+	+hasta/
Mayonesa		+		Óleos aromáticos		/	/hasta-
Manganeso, sulfato de		+	+	Óleos vegetales y animales		+	+hasta/
Mantequilla		+		Oxicloreto de fósforo		+	/
Margarina		+	+	Óxido de cálcio (polvo)		+	+
Marmelada		+	+	Óxido de etileno; gaseoso	tecn.puro	+	+
Masas de moldeado de resina		+	+	Óxido de propileno		+	+
fenólica		+	+	Óxido de zinc		+	+
Miel de abejas		+	/	Óxido difenilico		+	/
Melaza		+	+	Oxígeno	todas	+	+
Menta-pimienta, óleo de		+		Ozono	50pphm	/	-
Mentol		+	/	Paraformaldeído		+	+
Mercurio		+	+	Pentacloreto de antimônio		+	+
Mercurio, cloruro de		+	+	Pentanol		+	
Mercurio, sais de		+	+	Pentóxido de fósforo	100%	+	+
Metafosfato de aluminio		+	+	Perborato de potasio		+	+
Metafosfato de amônio		+	+	Perborato de sodio; acuoso	todas	+	/
Metanol	tecn.puro	+	+	Perclorato de potasio; acuoso	hasta10%	+	/
4-Metil2-Pentanol		+	+ hasta/V	Perclorato de potasio; acuoso	1%	+	
Metila, brometo de; gaseoso	tecn.puro	/	-	Perclorato de sodio; acuoso		+	+
Metila, cloruro de		/		Percloroetileno		/	-
Metilacrilato		+	+	Permanganato de potasio		+	+V
Metilbenceno		/	-	Permanganato de potasio; ac.	hasta 6%	+	+V
Metilciclohexano		/	/hasta-	Peróxido de sódio; acuoso	10%	+	+
Metileno, cloruro de		/	/**	Peróxido de sódio; acuoso	saturado	/	
Metiletilcetona	tecn.puro	+	/hasta-	Persulfato de potasio; acuoso	todas	+	+
Metilglicol		+	+	Petróleo		+	/
Metilisobutilcetona		+	/hasta-	Petróleo, éter de		+	/
Metilmetacrilato		+	+	Piridina		+	/
Metilpirrolidina (n-)		+	+	Plastificantes de poliéster		+	+hasta/
Metilpropilcetona		+	/	Poliéster, resinas de		/	-
Metilsalicilato (éster metílico				Poliglicois		+	+
de ácido salicílico)		+	/	Pulpa de frutas		+	+
Metoxibutanol		+	/	Polysolvan O (R) éster butílico			
Metoxibutilacetato (Butoxil (R))		+	/	de ácido glicólico		+	+
Maíz, óleo de		+	/	Potassa cáustica		+	+
Mezcla de gasolina - benceno	80/20	+	/	Potassa cáustica	50%	+	+
Mocotó, óleo de		+	+	Potasio-aluminio, sulfato de; acuoso	todas	+	+
Monoclorobenceno		/	-	Potasio, bicarbonato de; acuoso	todas	+	+
Mordantes para madera	usuais	+	+hasta/	Potassio, bicromato de; acuoso	todas	+	+
Mordantes para metales(decapantes)		+		Potasio, bisulfato de; acuoso	todas	+	+
Morfina		+	+	Potasio, borato de; acuoso	1%	+	+
Mostaza		+	+	Potasio, bromato de; acuoso	hasta 10%	+	+
Mosto		+	+	Potasio, brometo de; acuoso	todas	+	+
Mosto de melaza		+	+	Potasio, carbonato de; acuoso	todas	+	+
Mowilith (R), dispersiones de		+	+	Potasio, cianeto de; acuoso	todas	+	+
Nafta		+	/	Potasio, clorato de; acuoso	todas	+	+
Naftalina		+	/	Potasio, cloruro de; acuoso	todas	+	+
Nicotina		+	+	Potasio, cromato de; acuoso	40%	+	+
Níquel, cloruro de		+	+	Potasio, ferrocianeto de; acuoso	todas	+	+
Níquel, nitrato de		+	+	Potasio, fluoreto de; acuoso	todas	+	+
Níquel, sales de; acuoso		+	+	Potasio, hexacianoferrato de; acuoso	todas	+	+
Níquel, sulfato de; acuoso	todas	+	+	Potasio , persulfato de; acuoso	todas	+	+
Nitrato de amônio, acuoso	todas	+	+	Potasio , hidróxido de; acuoso	30%	+	+
Nitrato de calcio, acuoso	50%	+	+	Potasio , iodeto de; acuoso	todas	+	+

4. Controle de efluentes

Nitrato de plomo, acuoso	30%	+	+	Potasio, nitrato de; acuoso	todas	+	+
Nitrato de níquel		+	+	Potasio, perborato de		+	+
Nitrato de potasio, acuoso	todas	+	+	Potasio, perclorato de; acuoso	até 10%	+	/
Nitrato de plata		+	+	Potasio, perclorato de; acuoso	1%	+	
Nitrato de prata, acuoso	todas	+	+	Potasio, permanganato de		+	+V
Nitrato de sodio, acuoso	todas	+	+	Potasio, permanganato de; acuoso	até 6%	+	+V
Nitrito de sodio, acuoso	todas	+	+	Potasio, persulfato de; acuoso	todas	+	+
Nitrobenzeno		+	/	Potasio, sulfato de; acuoso	todas	+	+
Nitrocelulosa		+		Potasio, sulfeto de		+	+
Nitrotolueno (o-)		+	/	Potássio, sulfito de		+	+
Nueces, óleo de		+	/	Potássio, tetracianocuprato de		+	+
Octilcresol	tecn.puro	/	-	Potássio, tiossulfato de		+	+
Óleo canforado		-		Plata, nitrato de		+	+
Óleo Combustible		+	/	Plata, nitrato de; acuoso	todas	+	+
Óleo de Alquitrán de hulha		+V	/V	Plata, sais de; acuoso	saturado a frio	+	+
Óleo de coco		+	/	Preparados vitamínicos; secos (polvo)		+	+
Óleo de hígado		+	/	Propanol		+	+
Óleo de linaza	tecn.pura	+	+	Propanol (i-) (alcohol i-propílico)	tecn.puro	+	+
Óleo de menta-pimienta		+		Propanol (n-) (alcohol n-propílico)		+	+
Óleo de maíz		+	/	Propileno, dicloreto de	100%	-	
Óleo de mocotó		+	+	Propileno, óxido de		+	+
Óleo de nueces		+	/	Propilenoglicol		+	+
Óleo de palmiste		+	+	Pseudocumol		/	/
Óleo de parafina		+	+	Kerosén		+	/
Óleo de ricinio (mamona)		+	+	Jugo de Naranja		+	+
Quinino		+	+	Suco de tomate		+	+
Regia, agua		-		Jugos cítricos		+	+
Removedor de esmalte uñas		+	/	Jugos de frutas	usuais	+	+
Removedor de manchas		+hasta/	/	Sucos de frutas; fermentados		+	+
Resina tenólica, Masa de modelado		+	+	Sucos de frutas; não fermentados		+	+
Resinas de cumarona		+	+	Sulfato de alumínio; acuoso	saturado	+	+
Resinas de poliéster		/	-	Sulfato de alumínio; sólido		+	+
Reveladores fotográficos, soluciones		+V	+V	Sulfato de amonio; acuoso	todas	+	+
Jabón en pasta		+	+	Sulfato de calcio		+	+
Jabón, lixivia de; acuosa	todas	+	+	Sulfato de cobre; acuoso	todas	+	+
Jabón líquidos		+	+	Sulfato de hierro; acuoso	todas	+	+
Jabón metálicos		+	+	Sulfato de hidroxilamina; acuoso	12%	+	+
Sagrotan (R)		+	/	Sulfato de magnesio; acuoso	todas	+	+
Sales, de bário; acuosos	todas	+	+	Sulfato de Manganeso		+	+
Sales de bismuto		+	+	Sulfato de níquel; acuoso	todas	+	+
Sales de plomo; acuosos	saturado a frio	+	+	Sulfato de potasio-aluminio; acuoso	todas	+	+
Sales de cromo; acuoso	todas	+	+	Sulfato de potasio; acuoso	todas	+	+
Sales de magnésio; acuosos	todas	+	+	Sulfato de sódio; acuoso	saturado a frio	+	+
Sales de mercurio		+	+	Sulfato de zinc; acuoso	todas	+	+
Sales de níquel; acuosos		+	+	Sulfato dissódico		+	+
Sales de plata; acuosos	saturado a frio	+	+	Sulfatos; soluciones acuosas	todas	+	+
Sales de zinc; acuosos	todas	+	+	Sulfeto de amonio;acuoso	todas	+	+
Sales fertilizantes; acuosos	todas	+	+	Sulfeto de carbono		/	
Sal, agua-madre de	saturada	+	+	Sulfeto de potasio		+	+
Sal amargo; acuoso	todas	+	+	Sulfeto de sodio; acuoso	saturado	+	+
Sal comum; acuoso	todas	+	+	Sulfito de potasio		+	+
Sal de Glauber; acuoso	todas	+	+	Sulfonato de alcohol graxo (ciclanonas)	comercial	+	+
Sal fijador; acuoso	todas	+	+	Tetrabrometano		/hasta-	-
Sal fijador; sólido		+	+	Tetracianocuprato de potasio		+	+
Sebo bovino		+	/	Tetracloretano		/hasta-	-

Sebo	tecn.puro	+	+	Tetracloreto de carbono	tecn.puro	/hasta-	-
Silicato de sodio; acuoso	todas	+	+	Tetraetila de plomo		+	
Silicato		+	+	Tetrahidrofurano	tecn.puro	+hasta-	-
Silicona; óleo de	tecn.puro	+	+	Tetrahidronaftalina (Tetralin (R))	tecn.puro	+	-
Soda cáustica		+	+	Tinta		+	+
Sodio, acetato de; acuoso	todas	+	+	Tintura de iodo; DAB 6	comercial	+	/V
Sodio, benzoato de		+	+	Tiocianato de amonio		+	+
Sodio, benzoato de; acuoso	35%	+	+	Tiofeno		/	-
Sodio, bicarbonato de		+	+	Tricloroetileno	tecn.puro	+hasta/	-
Sodio-aluminio, sulfato de		+	+	Tricloreto de antimonio		+	+
Sodio, bissulfato de		+	+	Tricloreto de fósforo		+	/
Sodio, bissulfato de; acuoso	todas	+	+	Triclorobenceno		-	-
Sodio, borato de		+	+	Trietanolamina		+	+V
Sodio, brometo de		+	+	Trietilenoglicol		+	+
Sodio, carbonato de; acuoso	todas	+	+	Trifluoreto de boro		+	+hasta/
Sodio, cianeto de		+	+	Trilon (R)		+	+
Sodio, clorato de; acuoso	saturado	+	+	Trimetilborato		+	/hasta-
Sodio, cloruro de; acuoso	todas	+	+	Trimetilpropano; acuoso		+	+
Sodio, clorito de; acuoso	50%	+		Trióxido de cromo; acuoso**	até 50%	+	-V
Sodio, cromato de		+	+	Trióxido de azufre		-	
Sodio, dicromato de		+	+	Tutogen U (R)		+	+
Sodio, dodecilbencenosulfonato		+	+	Tween 20 e 80 (R)		+	-
Sodio, ferrocianeto de		+	+	Whisky		+	
Sodio, fluoreto de		+	+	Ureia; acuoso	hasta 33%	+	+
Sodio, fosfato de; acuoso	saturado	+	+	Tiosulfato de potasio		+	+
Sodio, hexacianoferrato de		+	+	Tiosulfato de sodio; acuoso	saturado	+	+
Sodio, hidróxido de; acuoso	todas	+	+	Saca-Manchas		+hasta/	/
Sodio, hidróxido de; sólido		+	+	Tolueno	tecn.puro	/	-
Sodio, hipoclorito de; acuoso		+	-	Tomate, jugo de		+	+
com 12,5% de cloro activo**				Tri- <i>l</i> -clorotileno, fosfato de		+	+
Sodio, hipoclorito de; seco		+		Orina		+	+
Sodio, nitrato de; acuoso	todas	+	+	Vaselina	tecn.puro	+hasta/	/
Sodio, nitrato de; acuoso	todas	+	+	Vaselina, óleo de	tecn.puro	+hasta/	/
Sodio, perborato de; acuoso	todas	+	/	Vinagre de vino	comercial	+	+
Sodio, perclorato de; acuoso		+	+	Vino		+	
Sodio, peróxido de; acuoso	10%	+	+	Vinila, acetato de		+	+
Sodio, peróxido de; acuoso	saturado	/		Vitamina C		+	+
Sodio, silicato de; acuoso	todas	+	+	Vitaminas, listos de; seco (en polvo)		+	+
Sodio, sulfato de; acuoso	saturado a frio	+	+	Jarabe de azúcar		+	+
Sodio, sulfeto de; acuoso	saturado	+	+	Jarabe de almidón		+	+
Sodio, tiosulfato de; acuoso	saturado	+	+	Xileno		/	-
Soja, óleo de		+	+	Zinc, carbono de		+	+
Solucione de amoniaco	todas	+	+	Zinc, cloreto de; acuoso	todas	+	+
Soluciones de hila de viscose		+	+	Zinc, estearato de		+	+
Soluciones reveladoras (fotogr.)		+V	+V	Zinc, lodo de		+	+
Soro de leche		+	+	Zinc, óxido de		+	+
Jugo de piña		+	+	Zinc, sais de; acuosos	todas	+	+
				Zinc, sulfato de; acuoso	todas	+	+

Convenciones:		
+ = resistente inchamiento < 3% o pérdida de peso < 0,5% alargamiento en la rotura casi inalterado	/= resistente con restricciones inchamiento 3% hasta 8% o pérdida de peso 0,5% hasta 5% y/o disminución del alargamiento en la rotura < 50%	- = no resistente inchamiento > 8% o pérdida de peso > 50% e/ou disminución del alargamiento en la rotura > 50%

V = Decoloración

* o temperatura de ebullición

** No es válido para uniones soldadas

(incl. soldagem chanfrada); solicitar informaciones a nosotros o al fabricante

PEAD = Polietileno de Alta Densidad

5.1 - REVESTIMIENTOS DE TALUDES CON GEOMANTAS/BIOMANTAS

5.1.1 - GENERALIDADES

Las obras de revestimiento de taludes tienen como finalidad proteger la superficie de taludes geotécnicamente estables contra la erosión y deslizamientos superficiales, teniendo también la función de recuperar el aspecto ambiental de esos taludes por medio de recubrimiento vegetal.

5.1.2 - INTRODUCCIÓN

Se entiende por erosión el proceso por el cual ocurre el desprendimiento, el transporte o la deposición de partículas de suelo (o sedimentos), que terminan causando grandes impactos ambientales, alcanzado los cursos de agua y taludes, provocando el asoreamiento. Mientras tanto, la adopción de medidas efectivas de control preventivo y correctivo de estas erosiones desordenadas depende del entendimiento correcto de los procesos relacionados a la dinámica del funcionamiento hídrico sobre el terreno. Esos procesos erosivos son causados de forma natural, sea por la acción del agua de las lluvias, la corriente o incluso el efecto de las olas.

Proceso erosivo causado por el agua de las lluvias

En muchos sitios donde ocurra la ocupación desordenada de terreno, provocando la deforestación ciliar o simplemente donde el terreno es limpio de cobertura vegetal, el agua de las lluvias incide directamente sobre la superficie del terreno, provocando la erosión continua.

El efecto “splash”

La acción del “splash” (Figura 5.1.1) o salpicado (Guerra e Guerra 1997) es la fase inicial del proceso erosivo causado por el agua de las lluvias, pues prepara las partículas del suelo, generalmente por la ruptura de los agregados para que sean transportadas por el esparcimiento superficial. Además, los agregados rellenan los poros de la superficie del suelo provocando el sellado y la consecuente disminución de la porosidad, aumentando el esparcimiento de las aguas. Asimismo, la erosión depende de las relaciones existentes entre la capacidad erosiva de las lluvias por medio de su energía cinética y los flujos de la superficie y subsuperficie, así como de la susceptibilidad del suelo a ser erosionado.



Figura 5.1.1 – Efecto “splash” que inicia el proceso erosivo.

Energía cinética de la lluvia

La erosividad del terreno es determinada por la energía cinética de la lluvia, que es la habilidad de la lluvia en causar erosión. La determinación del potencial erosivo depende principalmente de esos parámetros de erosividad y también de las características de las gotas de lluvia, que varían entre el tiempo y el espacio, de entre ellas el total de precipitación, la intensidad y la energía cinética de la lluvia y el momento en que ella acontece. Además, otro factor que puede generar la erosividad es la acción eólica, principalmente si la lluvia es blanco de vientos violentos.

Ruptura de los agregados

La ruptura de los agregados puede ser considerada la etapa inicial del proceso erosivo de los suelos. Esta ruptura se inicia ya en el impacto directo de las gotas de lluvia con el terreno, haciendo con que este se rompa y se formen partículas muy pequeñas, rellenando los poros existentes en el suelo. Con eso, la porosidad del suelo es reducida y el esparcimiento superficial aumenta. Según Wischmeier & Mannering (1969), los suelos que son usados en el medio agrícola, sin cuidados de manejo, se vuelven más erosivos a la medida que pierden materia orgánica, factor que afecta directamente la ruptura de los agregados. La materia orgánica incorporada al suelo aumenta la cohesión entre las partículas, haciendo el suelo más estable, con mayor poder de retención en presencia del agua y más poroso, disminuyendo la posibilidad erosiva, además de garantizar la nutrición indispensable al crecimiento de la vegetación.

Formación de costras y sellado de los suelos

A partir de la ruptura de los agregados causados por el impacto de las gotas de lluvia, ocurre la formación de costras en la superficie del suelo, lo que acontece casi de forma instantánea, provocando así el sellaje del suelo, dificultando la infiltración del agua y, como consecuencia, aumentan el esparcimiento superficial y la posible pérdida de suelo. Según Thornes (1980), la infiltración ocurre con más rapidez en los agregados de granulometría mayor y más estable disminuyendo así la acción del esparcimiento superficial. A la medida que los agregados son

rotos y la superficie del suelo es sellada, las costras ofrecen mayor resistencia a la acción del “splash”, pero la velocidad del esparcimiento superficial aumenta, pudiendo causar daños significativos a los terrenos. A partir del momento en que los índices de infiltración son reducidos, se verifica la formación de pozas en la superficie del suelo.

Infiltración y formación de pozas en la superficie del suelo

Cuando las aguas de las lluvias entran en contacto directo con el suelo, son almacenadas en pequeños surcos o directamente en el suelo. Durante una lluvia torrencial, los espacios vacíos entre las partículas son rellenados por el agua, haciendo las tasas de infiltración más bajas, dando origen al suelo saturado, lo que induce a pérdida de la cohesión aparente, produciendo un flujo excedente y que, después de cierto tiempo, no consigue absorber más agua. Todos esos factores dan origen a la última fase que precede el esparcimiento superficial: la formación de pozas en la superficie del suelo.

Esparcimiento superficial

Después de la desagregación de las partículas, la saturación del suelo y la consecuente formación de las pozas, ocurre el esparcimiento superficial, en que el agua realiza una trayectoria relativamente rápida y es capaz de transportar materiales del suelo por medio de la fuerza hidráulica de su flujo.

Dependiendo de la fuerza de ese esparcimiento, dos tipos de erosión son posibles de acontecer: laminar, cuando causada por la intensidad de las gotas de la lluvia, resultando en remoción progresiva del suelo presente en la superficie del terreno, y linear en forma de canales, cuando causada por las líneas de flujo de ese esparcimiento. El proceso de erosión puede ser aún más rápido en caso de taludes con alta declividad (arriba de 34°), desagregando las partículas de suelo. Cuando el agua de las lluvias entra en contacto con la superficie desprotegida, se inician las ravinas y posteriormente las voçorocas, problema que exige soluciones más eficaces y costos más elevados, imposibilitando muchas veces las obras de intervención.

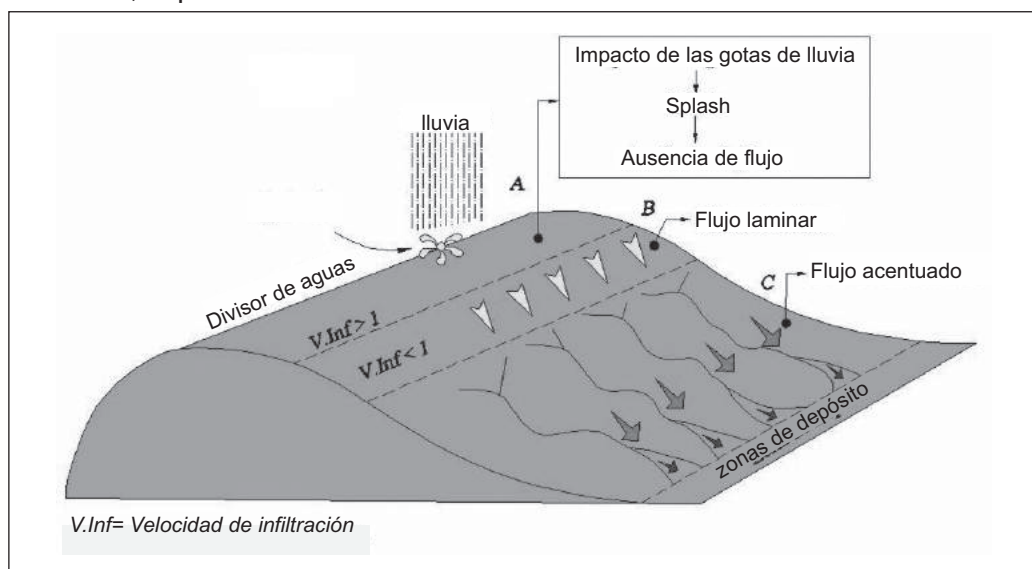


Figura 5.1.2 – Mecanismo da erosão causada por a ação da água das chuvas.

Proceso erosivo causado por la corriente

En obras longitudinales y canalizaciones, la corriente es una de las grandes responsables por desproveer el suelo de la cobertura vegetal presente. Con el talud desprotegido, el flujo del agua arrastra las partículas por percolación, lo que puede ocurrir por el colapso del suelo que compone las orillas del río y, a partir de ahí, las erosiones son eminentes.

Proceso erosivo causado por el efecto de las olas

Generalmente las olas son generadas por la acción eólica o provocadas por la navegabilidad local. La altura de esas olas depende de la velocidad y de la dimensión de la embarcación comparada a la sección mojada del canal. A ejemplo del proceso erosivo provocado por las gotas del agua proveniente de las lluvias, el embate de las olas en las orillas del río provoca movimientos de masa bajo la forma de grandes bloques, promoviendo su desestabilización. Se agrega a esto la deforestación de la mata ciliar que, además de desproteger las orillas locales, afecta directamente el cotidiano del hombre que vive en la región.

Importancia de la vegetación

La vegetación suele ser utilizada con el objetivo de la prevención y control de erosión desde hace siglos, habiendo sido los chinos, romanos e incas los pioneros. La cobertura vegetal de los suelos presentes en los taludes contribuye para atenuar la tasa de erosión, manteniendo aún la humedad y facilitando la infiltración de las aguas en el terreno. Ella propicia diversos efectos tanto desde un punto de vista geotécnico, ecológico, económico o incluso estético, pero cada uno de ellos tiene sus particularidades

Geotécnico

- Protección de las orillas contra la erosión causada por el impacto de las gotas de la lluvia, de la corriente u olas;
- Aumento de la estabilidad de los taludes por el establecimiento de una matriz suelo-raíz y por modificaciones en el contenido de humedad;
- Protección contra la acción del viento y disloque del suelo;
- Enriquecimiento del material orgánico del suelo, disminuyendo su cizallamiento;
- Reducción de la velocidad del agua.

Ecológico

- Ablandamiento de extremos de temperatura y humedad del aire junto a la superficie del suelo;
- Optimización de las relaciones hídricas en el sistema suelo-planta-atmósfera;
- Reducción de las tasas de evapotranspiración;
- Mejora de la calidad del agua;
- Aparecimiento de refugios para las microfaunas e insectos.

Económico

- Reducción de los costos de ejecución y manutención.

Estético

- Armonización y mejoría del paisaje;
- Reducción del impacto visual con el aumento del área verde.

Geosintéticos utilizados para prevención y control de erosiones superficiales

Los geosintéticos utilizados para prevención y control de erosiones superficiales han experimentado un avance significativo desde la década de 1990, buscando proporcionar una protección adecuada de los suelos, aunque las condiciones locales (declividad, características geotécnicas, índice pluviométrico, uso y ocupación del terreno, etc.) se muestren adversas y potencialmente desencadenadoras de procesos erosivos. Básicamente, los geosintéticos deben actuar reteniendo los finos provenientes de los suelos subyacentes o materiales erosionables transportados, además de tener la función de resistir a las velocidades de esparcimiento y a los esfuerzos tangenciales provocados por el flujo de las aguas, y absorber la energía del impacto de las gotas de lluvia. Actualmente, la gama de geosintéticos para prevención y control de erosión superficiales es muy vasta y, a cada día, nuevas soluciones son desarrolladas. Cabe esclarecer que cualquier tipo de soluciones, con la finalidad de prevención y control de erosión constituida por materiales sintéticos, deben ser instaladas sobre taludes geotécnicamente estables.

Según Theisen (1990), los geosintéticos para prevención y control de erosión son clasificados como temporarios (TERM's, temporary erosion and vegetation materials), elementos parciales o totalmente degradables, con características de prevención y control de la erosión del sitio protegido hasta que la cobertura vegetal esté establecida. Además, deben promover la germinación de las semillas para el rápido desarrollo de la vegetación. Teóricamente, los TERM's son subdivididos en dos grupos: los ECMN's (erosion control meshes and nets), constituidos por geogrejas o georedes orientadas biaxialmente, y los ECB's (erosion control blankets), constituidos por mantas de fibras vegetales biodegradables.

Un segundo grupo de geosintéticos con la misma función es nombrado permanente (PERM's, permanent erosion and revegetation materials), elementos poliméricos no degradables, con buena resistencia a la tracción y que actúan no sólo como refuerzo de las raíces de la vegetación, pero auxilian su crecimiento. Los PERM's, a su vez, están subdivididos en dos categorías distintas: geosintéticos asociados a la vegetación, los TRM's (turf reinforcement mats), que son mantas de matriz tridimensional a base de fibras poliméricas utilizadas para reforzar la vegetación ya desarrollada contra la acción de la velocidad del agua y contra los esfuerzos de tracción arriba de lo máximo suportado por ella, además de ayudarla a crecer. A ese contexto se aplican las geomantas MacMat® (Figura 5.1.3), geomantas flexibles tridimensionales que

presentan más de 90% de vacíos, fabricada a partir de filamentos gruesos de polipropileno fundidos en los puntos de contacto. Conforme el concepto anterior están las ECRM's (erosion control and revegetation mats), mantas con las mismas características del material arriba citado, pero con adición de suelo para acelerar el desarrollo de la vegetación. La segunda categoría de los PERM's son los materiales biológicamente activos asociados a elementos inertes como madera, gabiones, concreto, rocas o geocélulas.

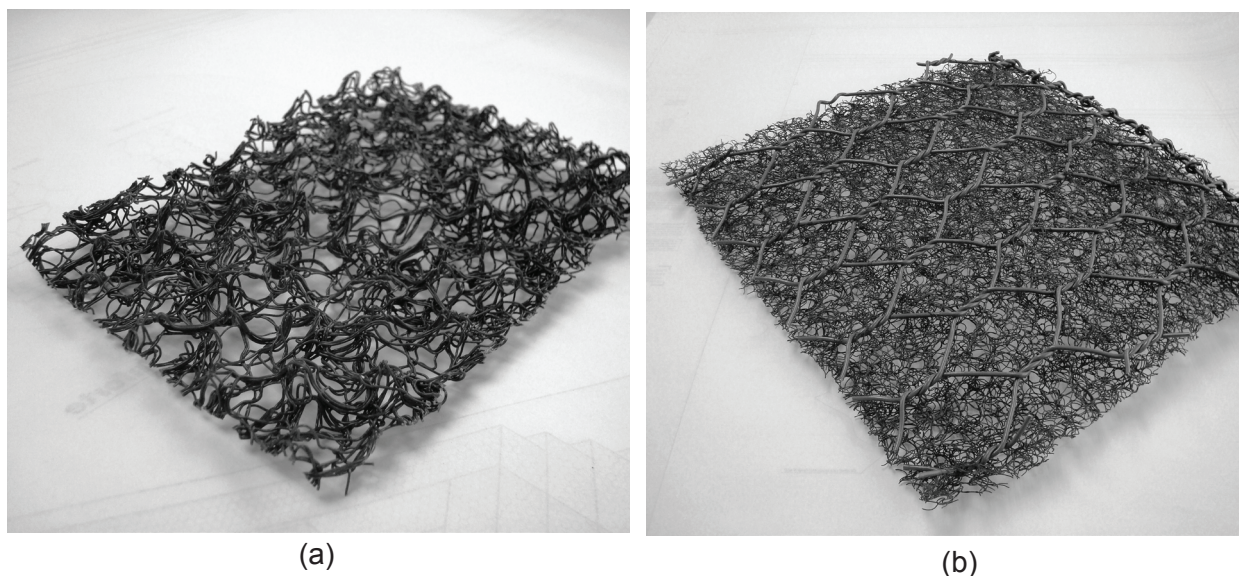


Figura 5.1.3 – Geomantas MacMat®. a) MacMat® L, recomendada para uso en taludes casuales con inclinación hasta 1 (vertical) :1.50 (horizontal); b) MacMat®S, recomendada para uso en taludes que necesitan de mayor confinamiento de suelo, por presentar espesor superior al MacMat® L; c) MacMat® R, recomendada para uso en taludes de mayor inclinación por presentar una red en malla hexagonal de doble torsión en su composición (mayor resistencia a la tracción).

5.1.3 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Según Koerner (1998), cuando un talud natural sufre degradación constante y erosión superficial, se debe realizar una cobertura con suelo y, para tanto, realizar un cálculo de estabilidad a fin de se obtener la real posibilidad de falla. Para eso, Koerner y Soong (1998) desarrollaron una metodología de cálculo según el equilibrio límite y un modelo de elementos finitos para analizar el talud sin/con refuerzo, con la finalidad de verificar los factores de seguridad para ambos casos.

Esa metodología de cálculo considera una camada de suelo colocada directamente sobre el revestimiento geosintético en el talud de ángulo β . Como puede ser visualizada en las Figuras 5.1.4 y 5.1.5, una pequeña parcela contribuyente de la zona pasiva actúa sobre el talud, al contrario de la zona activa, donde una gran parcela actúa sobre él. Se asume, entonces, que el suelo de cobertura posee espesor uniforme h y peso específico unitario g . Con la finalidad de

resistir al deslizamiento de suelo de cobertura, se considera un ángulo de fricción de interacción d y la adhesión C_a entre este suelo y el geosintético aplicado, ambos obtenidos por medio de ensayos de laboratorio.

Será demostrada a seguir la metodología de cálculo aplicada a revestimientos de taludes en que es posible verificar los factores de seguridad sin (Figura 5.1.4) y con refuerzo geosintético (Figura 5.1.5).

Talud sin refuerzo

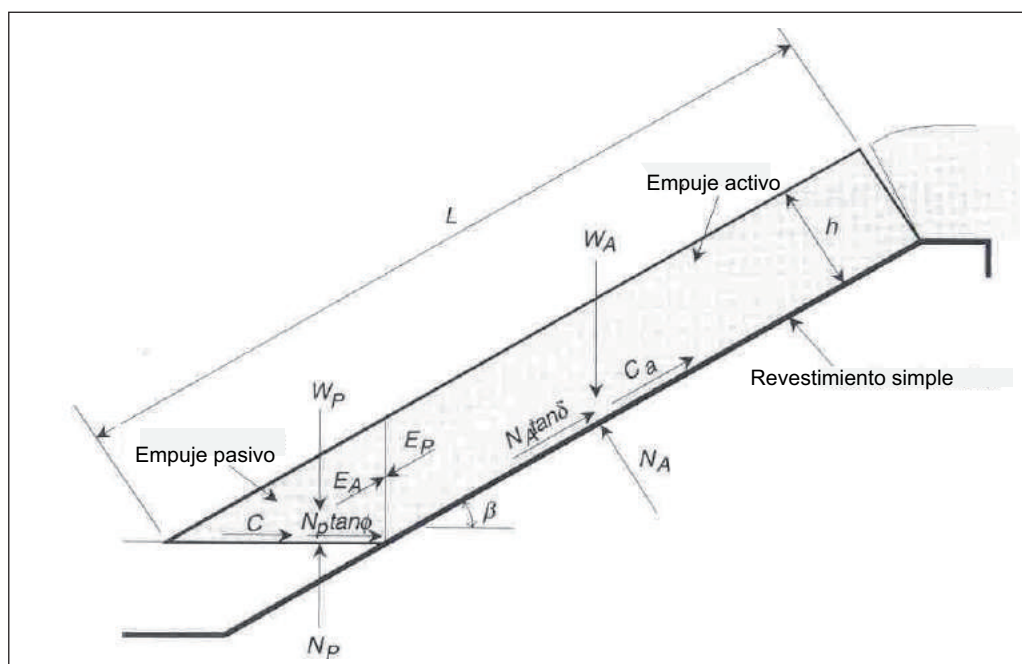


Figura 5.1.4 – Esquema de cálculo del talud sin refuerzo.

Considerando la zona activa,

$$W_a = \gamma h^2 \left(\frac{L}{h} - \frac{1}{\sin \beta} - \frac{\tan \beta}{2} \right) \quad (5.1.1)$$

$$N_a = W_a \cos \beta \quad (5.1.2)$$

$$C_a = c_a \left(L - \frac{h}{\sin \beta} \right) \quad (5.1.3)$$

La zona pasiva puede ser considerada de manera similar por medio de,

$$W_p = \frac{\gamma h^2}{\text{sen} 2\beta} \quad (5.1.4)$$

Así, igualando los resultados inducidos relativamente a las zonas activa y pasiva, tenemos que $ax^2 + bx + c = 0$, donde:

$$a = (W_a - N_a \cos \beta) \cos \beta \quad (5.1.5)$$

$$b = -[(W_a - N_a \cos \beta) \text{sen} \beta \tan \phi + (N_a \tan \delta + C_a) \text{sen} \beta \cos \beta + \text{sen} \beta (C + W_p \tan \phi)] \quad (5.1.6)$$

$$c = (N_a \tan \delta + C_a) \text{sen}^2 \beta \tan \phi \quad (5.1.7)$$

El factor de seguridad (FS) puede, entonces, ser calculado según la ecuación 5.1.8.

$$FS = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (5.1.8)$$

Donde:

W_a = peso total de la zona activa (kN/m);

W_p = peso total de la zona pasiva (kN/m);

N_a = fuerza normal del plano de falla de la zona activa (kN/m);

γ = peso específico del suelo de cobertura (kN/m³);

ϕ = ángulo de fricción del suelo de cobertura (°);

c = cohesión del suelo de cobertura (kN/m²);

β = ángulo de inclinación del talud (°);

L = largo del talud (m);

h = espesor del suelo de cobertura (m);

δ = ángulo de fricción de interacción entre el suelo de cobertura y el geosintético (°);

C_a = fuerza de adhesión entre el suelo de cobertura y el geosintético;

c_a = adhesión entre el suelo de cobertura y el geosintético;

FS = factor de seguridad.

Talud con refuerzo

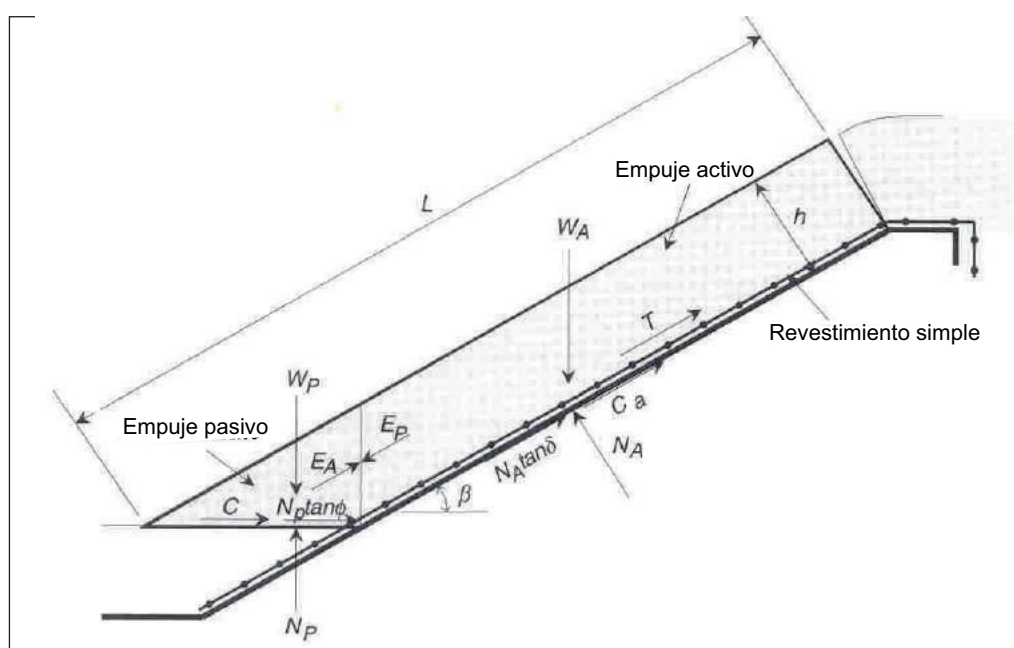


Figura 5.1.5 – Esquema de cálculo del talud con refuerzo.

Tomando como base los resultados obtenidos por las ecuaciones 5.1.1, 5.1.2, 5.1.3 y 5.1.4, se igualan nuevamente la zona activa y la zona pasiva, pero, ahora, se adopta una tensión T con la finalidad de reforzar el talud.

$$a = (W_a - N_a \cos \beta - T \sin \beta) \cos \beta$$

(5.1.9)

$$b = -[(W_a - N_a \cos \beta - T \sin \beta) \sin \beta \tan \phi + (N_a \tan \delta + C_a) \sin \beta \cos \beta + \sin \beta (C + W_p \tan \phi)]$$

(5.1.10)

El ítem c nuevamente puede ser obtenido por medio de la ecuación 5.1.7, y el FS corregido por medio de la ecuación 5.1.8. Con respecto al dimensionamiento hidráulico, se utilizan las curvas velocidades-límite versus duración del esparcimiento, desarrollado por Theisen (1992), que pueden ser verificadas en la Figura 5.1.6.

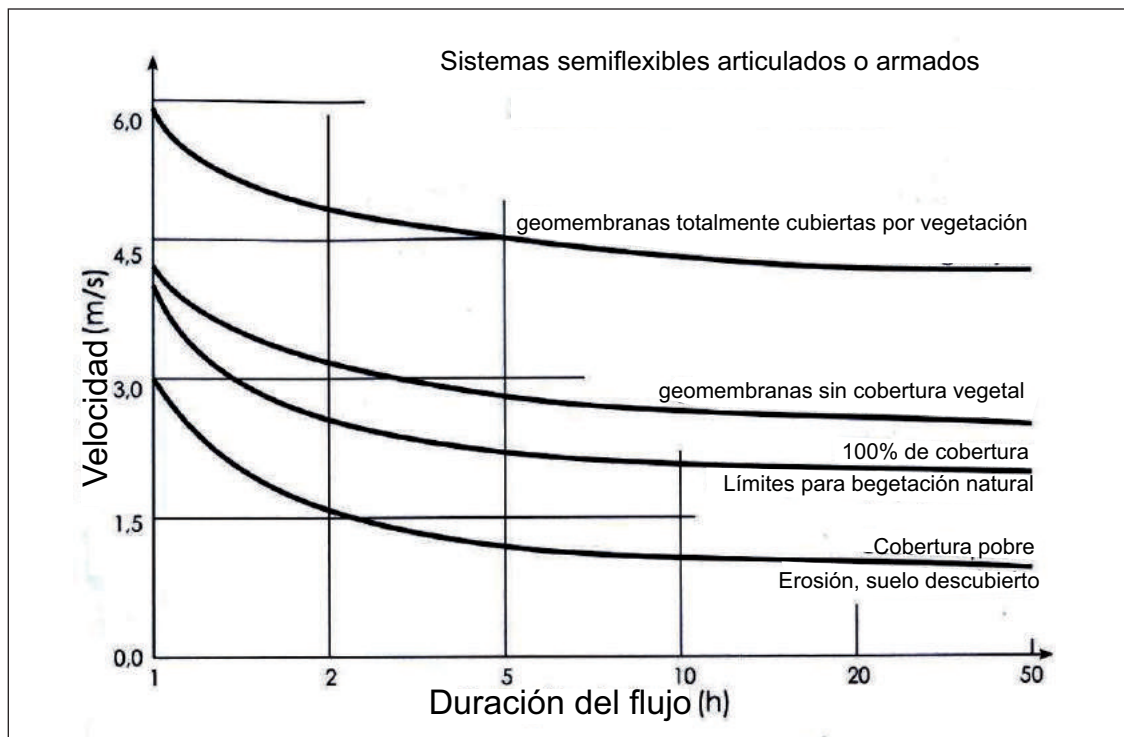


Figura 5.1.6 – Curvas velocidades-límite versus duración del esparcimiento.

5.1.4 - EJEMPLO DE CÁLCULO

Determinar el factor de seguridad FS para un talud con ángulo de inclinación $\beta = 27^\circ$ (talud 2:1), largo $L = 15.0$ m, espesor de la cobertura del suelo $h = 0.10$ m, peso específico del suelo $\gamma = 18$ kN/m³, ángulo de fricción $\phi = 30^\circ$, cohesión $c = 0$ kN/m², ángulo de fricción de la interacción $\delta = 27^\circ$ y coeficiente de adhesión $c_a = 0$. Si es necesario, agregar un refuerzo geosintético al talud y recalculer el factor de seguridad FS.

Talud sin refuerzo

$$W_a = \gamma h^2 \left(\frac{L}{h} - \frac{1}{\operatorname{sen} \beta} - \frac{\tan \beta}{2} \right)$$

$$W_a = 18 \cdot 0,10^2 \left(\frac{15}{0,10} - \frac{1}{\operatorname{sen} 27^\circ} - \frac{\tan 27^\circ}{2} \right)$$

$$W_a = 26,56 \text{ kN} / m$$

$$N_a = W_a \cos \beta$$

$$N_a = 26,56 \cdot \cos 27^\circ$$

$$N_a = 23,67 \text{ kN} / m$$

$$C_a = c_a \left(L - \frac{h}{\operatorname{sen} \beta} \right)$$

$$C_a = 0 \cdot \left(15 - \frac{0,10}{\operatorname{sen} 27^\circ} \right)$$

$$C_a = 0$$

$$W_p = \frac{\gamma h^2}{\operatorname{sen} 2\beta}$$

$$W_p = \frac{18 \cdot 0,10^2}{\operatorname{sen} 54^\circ}$$

$$W_p = 0,22 \text{ kN} / m$$

$$a = (W_a - N_a \cos \beta) \cos \beta$$

$$a = (26,56 - 23,57 \cdot \cos 27^\circ) \cos 27^\circ$$

$$a = 4,88$$

$$b = -[(W_a - N_a \cos \beta) \operatorname{sen} \beta \tan \phi + (N_a \tan \delta + C_a) \operatorname{sen} \beta \cos \beta + \operatorname{sen} \beta (C + W_p \tan \phi)]$$

$$b = -[(26,56 - 23,57 \cdot \cos 27^\circ) \cdot \operatorname{sen} 27^\circ \cdot \tan 30^\circ + (23,57 \cdot \tan 27^\circ + 0) \cdot \operatorname{sen} 27^\circ \cdot \cos 27^\circ + \operatorname{sen} 27^\circ (0 + 0,22 \cdot \tan 30^\circ)]$$

$$b = -6,37$$

$$c = (N_a \tan \delta + C_a) \operatorname{sen}^2 \beta \tan \phi$$

$$c = (23,57 \cdot \tan 27^\circ + 0) \cdot \operatorname{sen}^2 27^\circ \cdot \tan 30^\circ$$

$$c = 1,43$$

$$FS = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$FS = \frac{6,37 + \sqrt{6,37^2 - 4 \cdot 4,88 \cdot 1,43}}{2 \cdot 4,88}$$

$$FS = 1,02$$

Considerando el factor de seguridad FS encontrado, se debe recalcularlo, pero agregando un refuerzo geosintético para, además de resistir a las fuerzas actuantes, proteger el talud contra la incidencia de las aguas de la lluvia o de las olas.

Talud con refuerzo

Considerando que,

$$W_a = 26,56 \text{ kN} / m$$

$$N_a = 23,67 \text{ kN} / m$$

$$W_p = 0,22 \text{ kN} / m$$

Se puede recalculer los nuevos valores de a y b con el auxilio de las ecuaciones 5.1.9 y 5.1.10, agregando un refuerzo geosintético MacMat®, que posee resistencia a la tracción $T = 2.50 \text{ kN/m}$.

$$a = (W_a - N_a \cos \beta - T \sin \beta) \cos \beta$$

$$a = (26,56 - 23,57 \cdot \cos 27^\circ - 2,50 \cdot \sin 27^\circ) \cdot \cos 27^\circ$$

$$a = 3,87$$

$$b = -[(W_a - N_a \cos \beta - T \sin \beta) \sin \beta \tan \phi + (N_a \tan \delta + C_a) \sin \beta \cos \beta + \sin \beta (C + W_p \tan \phi)]$$

$$b = -[(W_a - N_a \cos \beta - T \sin \beta) \sin \beta \tan \phi + (N_a \tan \delta + C_a) \sin \beta \cos \beta + \sin \beta (C + W_p \tan \phi)]$$

$$b = -[(26,56 - 23,57 \cdot \cos 27^\circ - 2,50 \cdot \sin 27^\circ) \cdot \sin 27^\circ \cdot \tan 30^\circ + \\ + (23,57 \cdot \tan 27^\circ + 0) \cdot \sin 27^\circ \cdot \cos 27^\circ + \sin \times (0 + 0,22 \cdot \tan 30^\circ)]$$

$$b = 6,07$$

$$c = 1,43$$

$$FS = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$FS = \frac{6,07 + \sqrt{6,07^2 - 4 \cdot 3,87 \cdot 1,43}}{2 \cdot 3,87}$$

$$FS = 1,28$$

El nuevo valor encontrado para el factor de seguridad FS es aceptable. Si el talud tiene inclinación b superior a 27° bajo las mismas condiciones impuestas, se debe proponer una solución más reforzada como, por ejemplo, la geomanta reforzada por una malla hexagonal de doble torsión MacMat®R, que posee resistencia a la tracción de 50.11 kN/m cuando tiene abertura 8x10 y diámetro 2.7 mm.

5.1.5 - ANTECEDENTES

SÃO SEBASTIÃO - LITORAL NORTE
SÃO SEBASTIÃO - SP - BRASIL

Revestimiento de Taludes

Productos: MacMat® L y MacMat® R

Problema:

Debido a fuertes lluvias de verano el año 2005, en el litoral norte del Estado de São Paulo, el municipio de São Sebastião fue afectado, en algunos puntos, por la ocurrencia de fenómenos erosivos. Uno de ellos ocurrió en una de las propiedades particulares de la playa de Maresias. Esa propiedad se encuentra al "pie" de un talud que sufrió un deslizamiento superficial y fue colocada en situación de riesgo, necesitando, por tanto, de una intervención rápida y eficiente.

Solución

En visita al sitio se constató que el talud presentaba acentuada inclinación y estaba muy próximo a la edificación existente, descartando la posibilidad de utilización de una estructura de contención para detener el fenómeno. Se optó ahí por una solución basada en la obturación, restauro y protección del talud mediante tapetes de grama y Geomanta MacMat®, que es una manta tridimensional de filamentos de polipropileno, cuya estructura presenta más de 90% de vacíos. Después de dos meses de la implantación el talud ya presentaba una condición estable, prácticamente revegetado.

Nombre del cliente:

Cirene Empreendimentos Ltda

Construtor:

Cirene Empreendimentos Ltda

Produtcos usados:

100 m² MacMat® L
100 m² MacMat® R

Fecha de la obra

Início: Agosto / 2005

Término: Agosto / 2005



Figura 5.1.7 - Durante la construcción



Figura 5.1.8 - Durante la construcción



Figura 5.1.9 - Durante la construcción

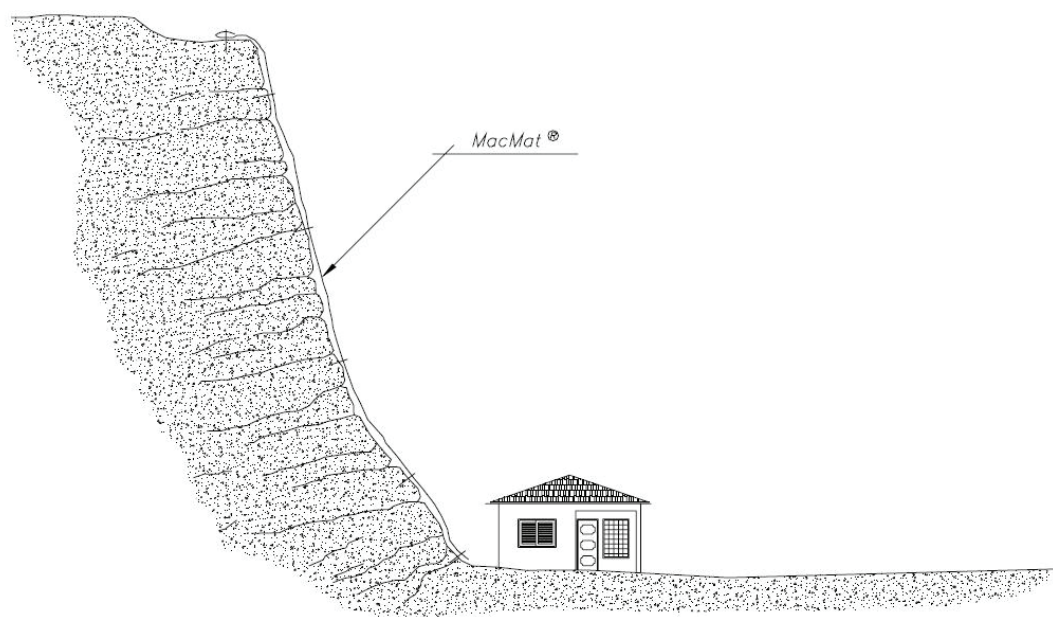


Figura 5.1.10 - Sección Transversal Típica



Figuras 5.1.11 a 5.1.14 - Después de la construcción

TALUDE CANRASH PERÚ, ANCASH

CONTROL DE EROSIÓN Productos: MacMat® L

Problema:

En julio de 2001 el sector de medio ambiente de la Compañía Minera Antamina (CMA) tuvo que resolver un grave problema, que podría poner en riesgo el apoyo económico de las entidades que financiaban el proyecto minero. En el km 94 de la carretera de acceso a Antamina, Carretera Conococha Yanacancha, está el Lago Canrash, que había sido afectado debido a la construcción de la carretera. Luego del término, el lago presentó un rápido aumento en la concentración de sedimentos poniendo en riesgo su fauna y flora. La CMA verificó que la fuente principal de sedimentos era un talud vecino, el que, en algunos puntos por no tener vegetación, se erosionaba muy fácilmente durante las lluvias, cuyas aguas transportaban el suelo removido hasta el lago. Para disminuir los sedimentos arrastrados por la lluvia, se decidió revegetar el talud junto con otras medidas de control de sedimentos.

Solución

Maccaferri presentó la geomanta MacMat® como solución para la protección del talud a ser vegetado, teniendo en vista las condiciones hidrológicas y topográficas del local. La consultora que le dio asesoría a CMA durante la resolución del problema; propuso también como alternativa al Macmat® la utilización de biomantas. Por motivo de costos las dos soluciones fueron aplicadas en carácter comparativo, pues hasta entonces se acreditaba en la equivalencia de ambas soluciones para el problema en cuestión. Sin embargo, transcurrido un año desde la aplicación de los revestimientos, se observó un mejor aprovechamiento del área revestida por el MacMat®, que presentó nueva vegetación total del área afectada, en tanto que la solución en biomanta, para los niveles de erodibilidad de la región, se ha fácilmente removido.

Nombre del cliente:

CIA MRA ANTAMINA

Constructor:

CIA MRA ANTAMINA

Productos usados:

35.000 m² de MacMat® L

Fecha de la obra:

Início: Agosto / 2005

Término: Agosto / 2005



Figura 5.1.15 - Durante la construcción



Figura 5.1.16 - Durante la construcción



Figura 5.1.17 - Durante la construcción

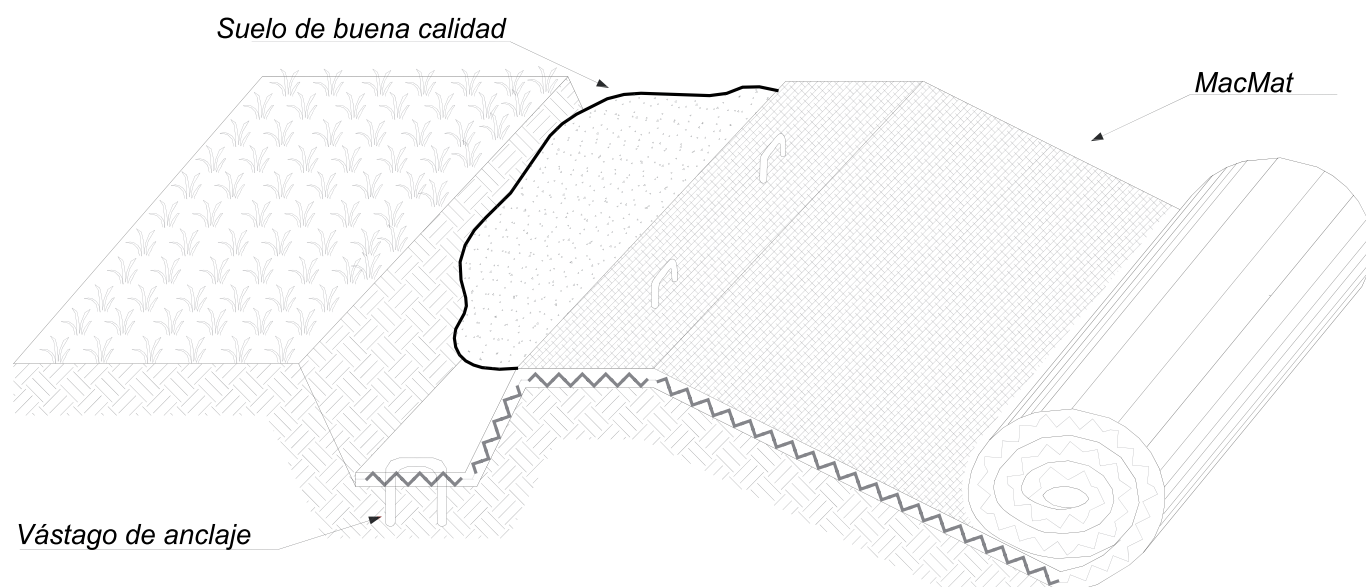


Figura 5.1.18 - Sección Transversal Típica



Figura 5.1.19 a 5.1.22 - Después de la construcción

RIO URUGUAI

CONCEPCIÓN DO URUGUAY - ARGENTINA

Revestimiento de Taludes

Productos: MacMat® L

Problema:

Las zonas Sur y Este de la ciudad de Concepción de Uruguay, en Argentina, son susceptibles a inundaciones debido a frecuentes subidas del agua del Río Uruguay. En función de estas inundaciones, varias áreas sufrieron erosiones que terminaron por comprometer calles y áreas públicas. Para minimizar los daños causados por las inundaciones, una serie de obras serán realizadas. Entre ellas la construcción de una estación de bombeo y una reserva que, cuando cerradas las comportas en los períodos de subidas de agua, servirá para almacenar el agua pluvial de toda la región del Riacho Las Ánimas. Tanto la región próxima de esta estación, como varios otros tramos de vías públicas tenían una serie de taludes que necesitaban revestimiento de protección, superficial.

Solución:

Para revestir más de 1.700m longitudinales de taludes se adoptó como solución la aplicación de geomantas MacMat®, que protegen la superficie del terreno, favoreciendo el crecimiento de la vegetación. Otras obras urbanísticas fueron previstas en el mismo proyecto, visando la integración de la defensa de la ciudad, mediante diversos componentes que buscan garantizar la sustentabilidad de la obra. En este sentido, serán construidos parques con arbolado, un mirante, ciclovías y otros elementos de convivencia pública.

Nombre del cliente:

CIA MRA ANTAMINA

Construtor:

CIA MRA ANTAMINA

Productos usados:

35.000 m² de MacMat® L

Fecha de la obra

Inicio: Agosto / 2005

Término: Agosto / 2005



Figura 5.1.23 - Durante la construcción



Figura 5.1.24 - Durante la construcción



Figura 5.1.25 - Durante la construcción

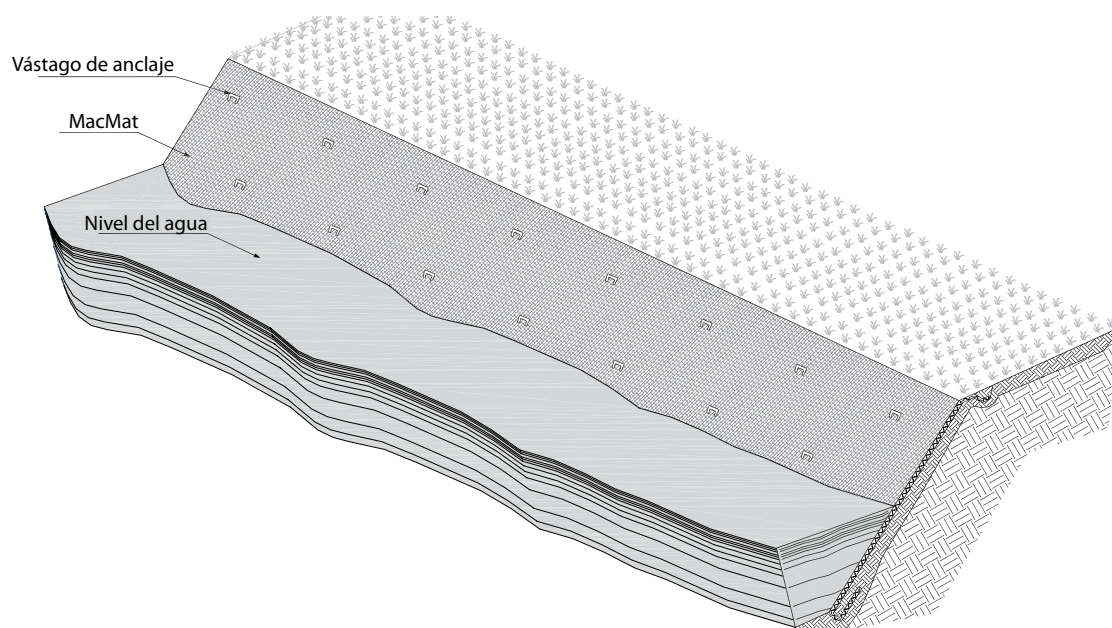


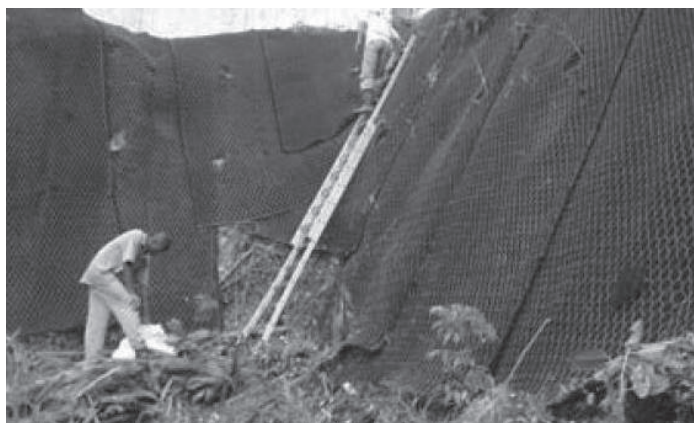
Figura 5.1.26 - Sección Transversal Típica



Figura 5.1.27 a 5.1.30 - Obra concluída

MacMat®R**CONDOMÍNIO RESIDENCIAL PARQUE DAS MERCÊS
BRASIL, BORÁ****Solución: REVESTIMIENTO DE TALUD
Producto: MacMat® R****Problema:**

En el Condominio Residencial Parque das Mercês, debido a indeseable deslizamiento de tierras, había una situación que ponía en riesgo la integridad de un tramo de los muros de divisa y consecuentemente de la avenida ubicada próximo. El suelo presente, de característica principalmente estéril, era fácilmente erosionado en épocas de lluvia una vez que la vegetación era prácticamente ausente. Un nuevo deslizamiento pondría en riesgo no solamente los muros y la avenida comentados anteriormente, sino que podría aún provocar el arrancamiento de árboles y dañar las construcciones próximas al pie del talud.

**Figura 5.1.31 - Durante la construcción****Solución:**

Para proteger el talud de una eventual erosión superficial y así propiciar el crecimiento de la vegetación en el mismo talud fueron aplicadas geomantas reforzadas MacMat®R. La fijación se hizo con grapas de acero en forma de U aplicados en número de 4 a cada metro cuadrado, en profundidad de 80 cm.

**Figura 5.1.32 - Durante la construcción**

Nombre del cliente:

CONJ. RESIDENCIAL PARQUE DAS MERCÊS

Constructor:

ARQº BRUNO CARETONI

Productos usados:

350 m² de geomanta reforzada MacMat®R

Fecha de la obra:

Inicio: Noviembre / 2006

Término: Noviembre / 2006

**Figura 5.1.33 - Durante la construcción**

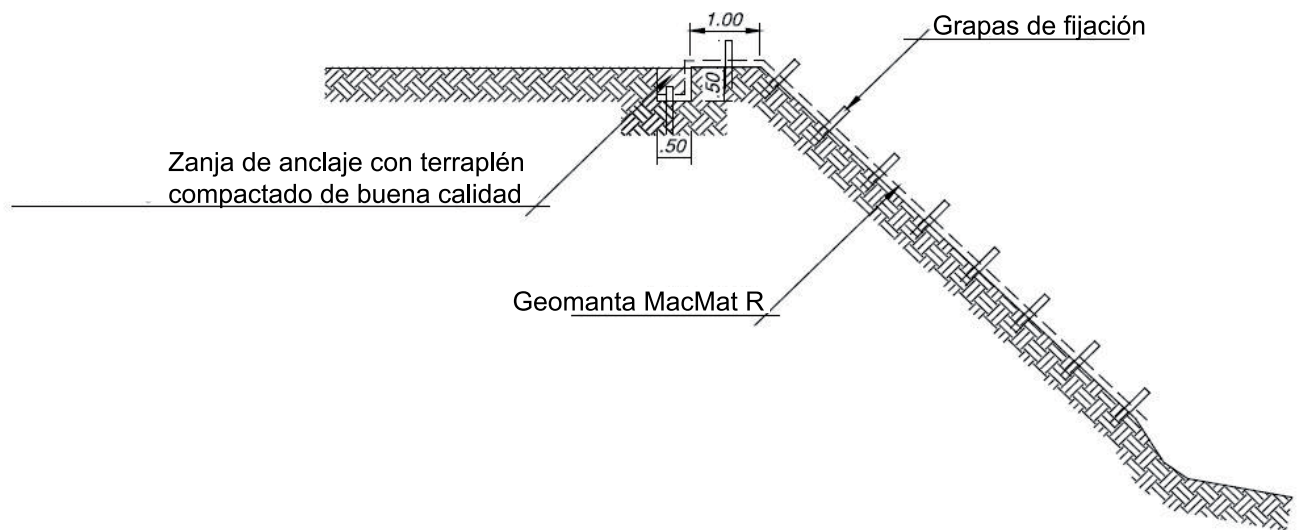
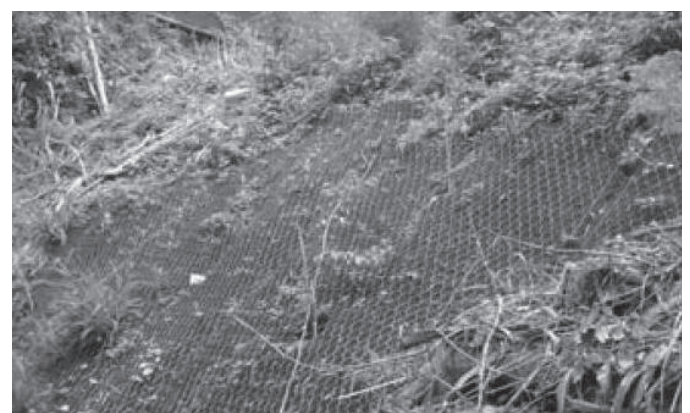
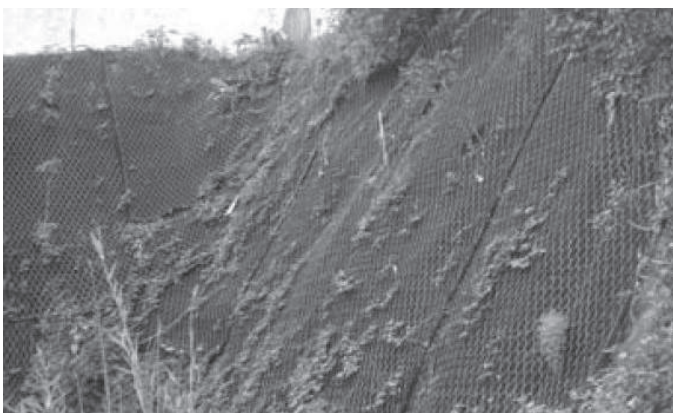
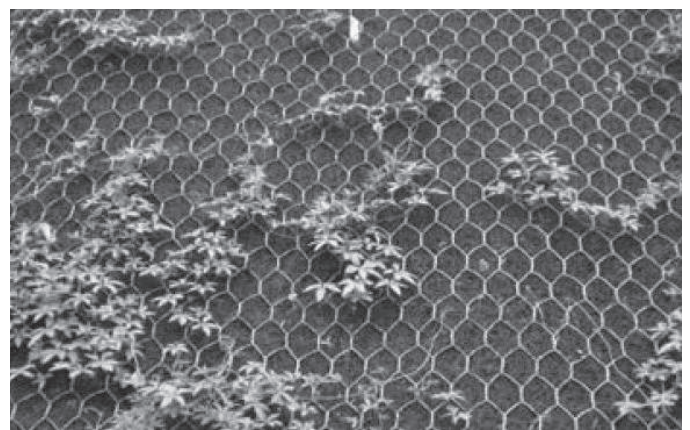


Figura 5.1.34 - Sección Transversal Típica



Figuras 5.1.35 a 5.1.38 - Después de la construcción

5.1.6 - INSTALACIÓN

Prepare el talud a ser revestido por la geomanta, limpiándolo por la remoción de troncos, gijas o cualquier obstáculo que pueda obstruir el desenrollar de la bobina de geomanta, uniformizando y regularizando el proceso. Esa limpieza podrá ser hecha con el auxilio de equipamientos pesados o manualmente, pudiendo variar de acuerdo con las condiciones presentadas en el sitio. Si la camada de suelo superficial (suelo fértil) hubiese sido removida por motivo de intemperies, se debe importar suelo de otro sitio o de un punto adjunto, y ponerlo sobre el sitio afectado.

Previamente a la instalación de la geomanta, se debe ejecutar una canaleta espaciada al menos 1.0 m del tope del talud (medida variable de acuerdo con el tipo de suelo del talud a ser revestido). Esta canaleta tiene como principal función anclar la geomanta al talud, además de ser responsable por el drenaje superior, impidiendo que el agua entre por bajo de la geomanta, lo que puede causar la erosión superficial incluso con la presencia del material geosintético.

Esta canaleta deberá ser ejecutada antes del desarrollo de la geomanta sobre el talud y presentar una profundidad y ancho mínimo de 0.30m, y su largo se procederá por toda la extensión del talud a proteger. Una de las extremidades de la geomanta deberá ser colocada al fondo de la canaleta, de forma que puedan ser fijadas grapas que permitan su correcto posicionamiento dentro de ella. Después de posicionar la protección geosintética correctamente, la canaleta deberá ser rellenada con el mismo suelo que fue retirado durante su abertura, compactándolo manualmente.

Durante la instalación, la geomanta deberá estar bien uniformizada sobre el talud, por eso, se debe evitar el surgimiento de arrugas o dobleces que dañen ese contacto. Después de anclado, el rollo deberá ser desenrollado de arriba para abajo sobre la superficie del talud; esta acción podrá ser hecha con el auxilio de un balancín con vástagos de encaje o manualmente con el cuidado de orientarlo durante la instalación. En la secuencia de desarrollo, el rollo adyacente deberá ser anclado y desenrollado como citado anteriormente, con traslape mínimo de 0.30m.

Para que la geomanta sea debidamente anclada al talud a ser protegido, se debe respetar una secuencia predeterminada, o sea, el espaciamiento entre cada grapa de anclaje deberá ser función de algunas variables como la inclinación y largo del talud, de acuerdo con la figura 5.1.7. Estas grapas de fijación deben garantizar una mejor uniformidad y contacto del geosintético con el talud. Por ese criterio, se concluye que, aunque el talud esté libre de irregularidades, una inspección visual en el sitio deberá ser hecha después de la aplicación del material sobre el talud, recomendada al clavar adicional de las grapas en los puntos que no presenten fijación adecuada.

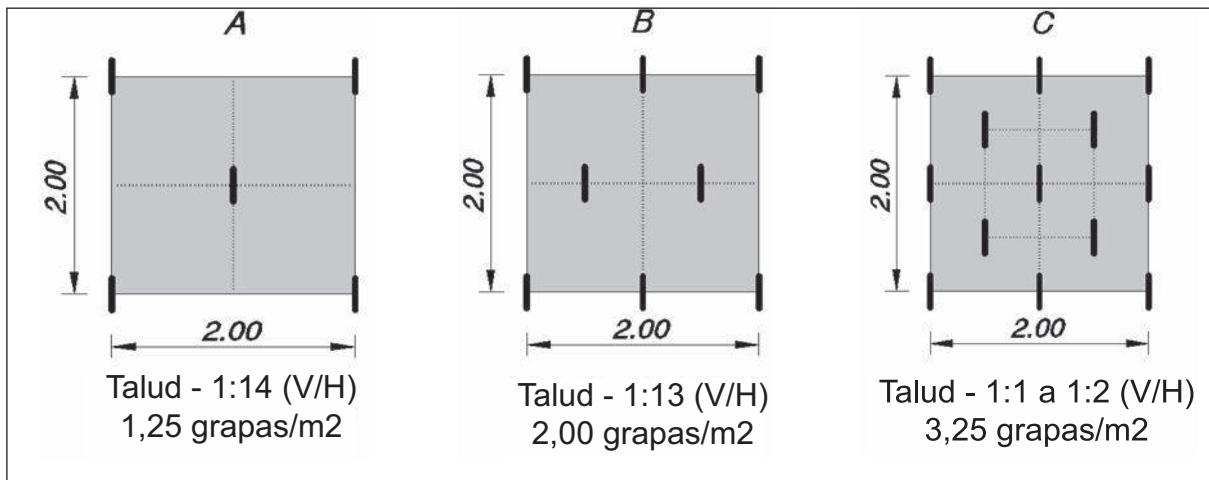


Figura 5.1.39 Distribución de las grapas de anclaje.

Para el correcto desarrollo de la vegetación sobre la geomanta es necesaria la realización de un sembrado sobre el material. Este sembrado podrá ser hecho básicamente de tres maneras distintas:

- lanzamiento manual;
- mezcla de semillas;
- hidrosembradura.

El sembrado por lanzamiento manual deberá ser hecho después de la instalación de la geomanta, donde el operador podrá lanzar las semillas del tope del talud a lo largo de la extensión de la obra. Después del lanzamiento de las semillas, una camada de suelo vegetal (suelo de cobertura fértil) deberá ser lanzado sobre el material garantizando el confinamiento y nicho favorable a la germinación de las semillas.

El sembrado por mezcla de semillas es hecha después de la preparación del sitio de la obra, por medio de un sembrado manual que tiene por finalidad acelerar el proceso de desarrollo vegetativo y una mejor densificación de la vegetación protectora. Ese sembrado podrá ser hecho en toda la extensión del talud o en puntos específicos que necesiten un mejor aprovechamiento de la vegetación. Deberán ser hechos hoyos de aproximadamente 0,05 m de profundidad y espaciamiento mínimo de 0,10 m con el objetivo de abrigar los insumos vegetativos y aumentar la rugosidad del terreno, dificultando también el esparcimiento superficial y evitando pérdidas puntuales en el sembrado.

El sembrado por hidrosembradura es hecho por un chorro de semillas de acuerdo con dosis, abono e hidratación correcta, dispensando así el suelo de cobertura sobre la geomanta. Tal procedimiento es más rápido que los comentados anteriormente, siendo su aplicación más indicada en grandes áreas que serán sembradas.



Figura 5.1.40 - Verona - Obra prontamente después de la instalación.



Figura 5.1.41 - Obra pasados 7 meses del término



Figura 5.1.42 - "Ecolândia" - Fotografía prontamente después de la instalación

5.1.7 - NORMAS RELACIONADAS

ASTM D6525-00 Standard Test Method for Measuring Nominal Thickness of Permanent Rolled Erosion Control Products;

ASTM D6566-00 Standard Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Turf Reinforcement Mats;

ASTM D792 - 08 Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Plastics by Displacement;

ASTM D1505-98e1 Standard Test Method for Density of Plastics by the Density-Gradient Technique;

ASTM D4355-02 Standard Test Method for Deterioration of Geotextiles by Exposure to Light, Moisture and Heat in a Xenon Arc Type Apparatus;

ASTM D6818 - 02 Standard Test Method for Ultimate Tensile Properties of Turf Reinforcement Mats;

ASTM D6575-00 Standard Test Method for Determining Stiffness of Geosynthetics Used as Turf Reinforcement Mats (TRM's).

5.1.8 - BIBLIOGRAFIA

Brighetti, G., Martins, J.R.S., & Bernardino, J.C.M. 2002. Revestimentos de canais e cursos d'água. Maccaferri, Jundiaí, São Paulo, Brasil;

Chiari, V.G. & Fracassi, G. Revitalização do Rio São Francisco utilizando geomantas. 2008. Artigo apresentado no XIV Cobramseg, Búzios, Rio de Janeiro, Brasil;

Guerra, A.T & Guerra, A.J.T 1997. Novo dicionário geológico-geomorfológico. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, Brasil;

Guerra, A.J.T., Silva, A.S & Botelho, R.G.M. 1999. Erosão e conservação dos solos: Conceitos, temas e aplicações. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, Brasil;

Koerner, R.M. 1998. Designing with geosynthetics, 4th edition. Prentice Hall, New Jersey, USA;

Theisen, M.S. & Carroll, R.G., Jr., 1990. Turf reinforcement – The soft armor alternative, Proc. 21st Conf. Prof. Instl. Erosion Control Assoc., Steamboat Springs, CO, 255-270;

Thornes, J.B. 1980. Erosional process of running water and their spatial and temporal controls: a theoretical view point. In: Soil erosion. M.J. Kirkby and R.P.C Morgan (Eds.), 129- 182;

Vertematti, J.C. 2004. Manual brasileiro de geossintéticos. Edgard Blucher, Brasil;

Wischmeier, W.H. & Mannering, J.V. 1969. Relation of soil properties to its erodibility. Proceedings of Soil Science Society of America, 33, 133-137.

6.1. - ENSAYO PARA DETERMINACIÓN DE LA FLEXIBILIDAD (RIGIDEZ FLEXURAL) DE LAS TRM'S

Norma:

ASTM D 6575/00 - Standard Test Method for Stiffness of Geosynthetics Used as Turf Reinforcement Mats (TRM's).

Procedimiento:

En este ensayo, un cuerpo de prueba de 101,6 x 457,2mm es deslizado sobre una superficie plana, de modo que parte de este cuerpo quede suspensa, para que sea ahí verificado el arqueamiento provocado por la flexión promovida por el mismo peso del material.

Aplicación:

Geomanta MacMat®.

Resultado del ensayo:

Rigidez flexural, en mg/cm².

6.2 - ENSAYO DE RESISTENCIA A RAYOS ULTRAVIOLETAS

Norma:

ASTM D 4355/02 – Standard Test Method for Deterioration of Geotextiles by Exposure to Light, Moisture and Heat in a Xenon Arc Type Apparatus.

Procedimiento:

Cinco cuerpos de prueba, con dimensiones longitudinales y transversales predeterminadas, de un determinado geotextil, son expuestos a un dispositivo de luz del tipo “xenon” por los siguientes períodos:

0 (control de los cuerpos de prueba), 150, 300 y 500 horas. Esta exposición es hecha en ciclos de 120 minutos, siguiendo: 90 minutos solamente a la luz con temperatura de $65 \pm 3^{\circ}\text{C}$ en paneles de color negra inseparable y $50 \pm 5\%$ de humedad relativa, seguido de 30 minutos de exposición a la luz adicionada a un “spray” de agua. Después de cada período de exposición, los cuerpos de prueba serán sujetos a un novo ensayo de resistencia a tracción. La media de tensiones en la ruptura obtenidas en cada dirección es comparada a la media de tensiones en la ruptura en cada dirección del control de los cuerpos de prueba. El porcentaje retenida versus el período de exposición que provoca la degradación es planteado en una curva para todos los cuerpos de prueba en cada dirección probada.

Aplicación:

Geotextiles MacTex®

Geomantas MacMat®

MacTube®

Resultado del ensayo:

Disminución de la resistencia debido a exposición a rayos UV, en %.

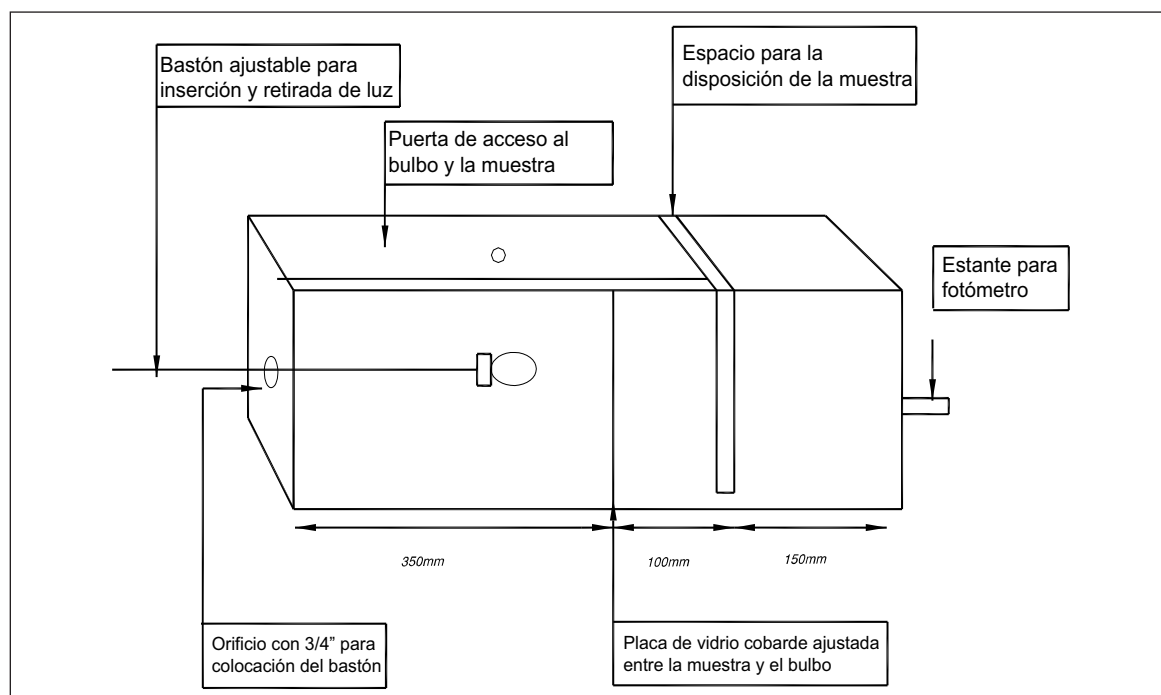
6.3 - ENSAYO PARA DETERMINACIÓN DE LA PENETRACIÓN DE LUZ EN GEOMANTAS (TRM)

Norma:

ASTM D 6567/00 – Standard Test Method for Measuring the Light Penetration of a Turf Reinforcement Mat.

Procedimiento:

La penetración de luz nominal de un cuerpo de prueba de TRM (cinco cuerpos de prueba de dimensiones 250.0 x 200.0 mm) es determinada por la observación de la cantidad de luz pasante en un área abierta predeterminada versus la cantidad de luz incidida de una lámpara en un fotómetro, siendo la TRM colocada arriba de esta área.



Aplicación:

Geomantas MacMat®.

Resultado del ensayo:

Penetración de luz, en %.

6.4 - ENSAYO DE RESISTENCIA EN LA COSTURA

Norma:

ASTM D 4884/96 (reaprovada em 2003) – Standard Test Method for Strength of Sewn or Thermally Bonded Seams of Geotextiles.

Procedimiento:

La costura, con dimensión de 200 mm, es sujeta a lo largo de toda anchura a la garra de la prensa, operada a una tasa de extensión determinada, aplicando una tensión longitudinal (perpendicular) en el cuerpo de prueba hasta la ruptura de la costura del geotextil.

Aplicación:

MacTube®.

Resultado del ensayo:

Resistencia de costuras, en kN/m.

6.5 - ENSAYO DE PERMEABILIDAD PLANAR Y TRANSMISIVIDAD

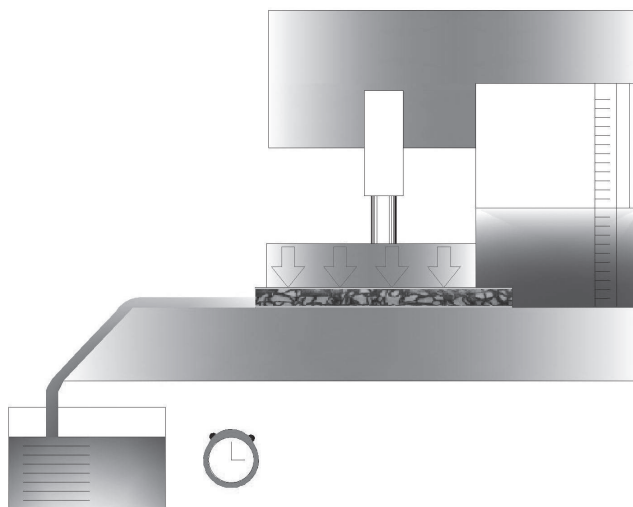
Norma:

ISO 12958 - Geotextiles and geotextile-related products - Determination of water flow capacity in their plane.

ASTM D 4716 - Test Method for Determining the (in-plane) Flow Rate per Unit Width and Hydraulic Transmissivity of a Geosynthetic Using a Constant Head.

Procedimiento:

La capacidad hidráulica (vación) por unidad del ancho de un material es determinada por medio de la medición de la cantidad de agua que pasa a través de un cuerpo de prueba en un determinado tiempo, bajo pares de tensión normal y gradiente hidráulico específicos.



Aplicación:

Geomantas MacMat®

Georedes MacNet®

Geocompuestos MacDrain®

Geotextiles MacTex®

Resultado del ensayo:

Transmisividad en función de las tensiones y gradientes aplicados, $q_{\text{tensão/gradiente}}$, em (l/s)/m

6.6 - ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN - FAJA ANCHA

ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN DE TRM'S

Norma:

NBR 12824 - Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga.

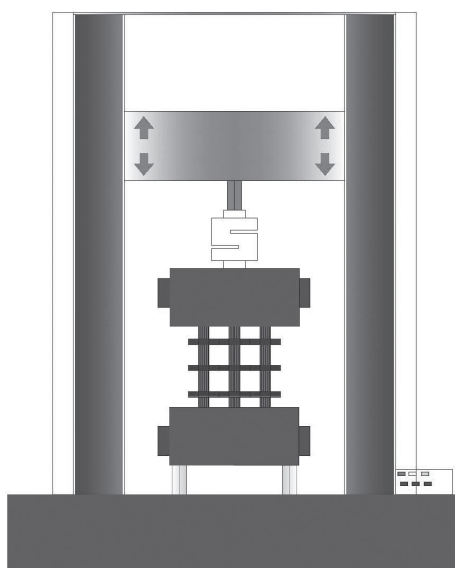
ASTM D 4595 - Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide- Width Strip Method.

ISO 10319 - Geotextiles - Wide Width Tensile Test.

ASTM D 6818/02 – Test Method for Ultimate Tensile Properties of Turf Reinforcement Mats.

Procedimiento:

El ensayo consiste en la aplicación de una fuerza de tracción creciente a un cuerpo de prueba, hasta que ocurra su ruptura, siendo los valores de tensión y deformación adquiridos durante todo el ensayo.



Aplicación:

Geomantas MacMat®

Georedes MacNet®

Geocompuestos MacDrain®

Geotextiles MacTex®

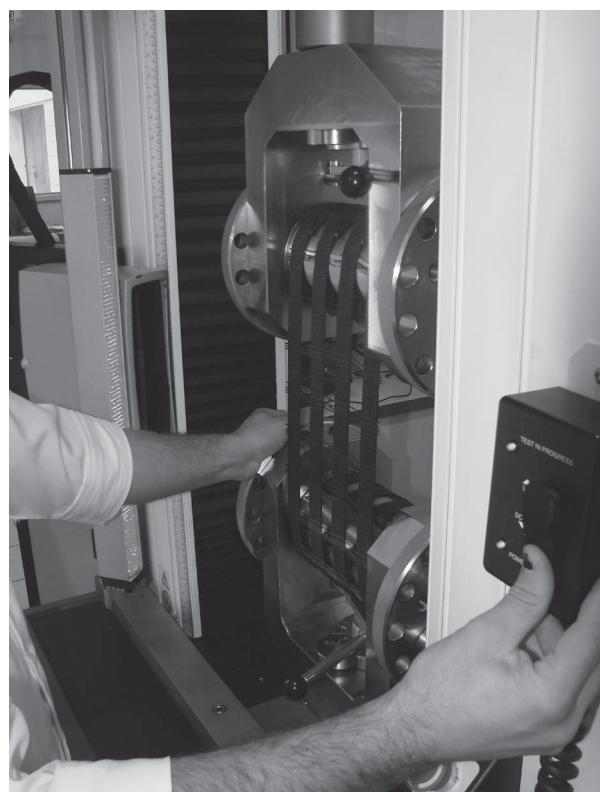
Geogrillas MacGrid®

Resultado del ensayo:

Resistencia a tracción última del material, en kN/m.

Deformación en la ruptura, en %.

Resistencia a 2,5,8 y a 10% de la deformación, en kN/m.



6.7 - ENSAYO DE RESISTENCIA A PUNZONAMIENTO TIPO CBR

Norma:

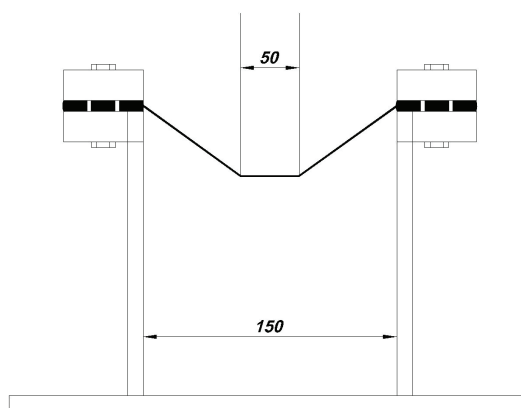
NBR 13359 – 95 - Geotextiles – Determinação da resistência ao punção estático - Ensaio com pistão tipo CBR.

ISO 12236 – 96 - Geotextiles and geotextile-related products - Static puncture test (CBR Test).

ASTM D 6241-99 - Standard Test Method for the Static Puncture Strength of Geotextiles and Geotextile-Related Products Using a 50-mm Probe.

Procedimiento:

La resistencia a punzonamiento tipo CBR, de los geotextiles y productos relacionados, es determinada por medio de la aplicación de presiones controladas a cuerpos de prueba, mediante un punzón (cilindro metálico de superficie bruñida), que intenta perforar los geosintéticos ensayados, siendo controladas la fuerza aplicada y la deformación alcanzada.



Aplicación:

Geomantas MacMat®

Georredes MacNet®

Geocompuestos MacDrain®

Geotextiles MacTex®

Resultado del ensayo:

Resistencia a punción tipo CBR, en kN.

6.8 - ENSAYO DE DETERMINACIÓN DEL GRAMAJE

Norma:

ASTM D 5261/92 - Standard Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Geotextiles.

ISO – 9864 - Geosynthetics - Test method for the determination of mass per unit area of geotextiles and geotextile-related products.

ASTM D 6566/00 - Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Turf Reinforcement Mats.

Procedimiento:

El gramaje de un geosintético es determinado con el pesaje de cuerpos de prueba de dimensiones conocidas, cortados de varias partes de toda el área de la muestra.

Aplicación:

Geomantas MacMat®

Geored MacNet®

Geocompuesto MacDrain®

Geotextiles MacTex®

Geogrillas MacGrid®

Geomembranas MacLine®

Resultado del ensayo:

Masa por unidad de área (gramaje) en g/m².

6.9 - ENSAYO DE DETERMINACIÓN DE ESPESOR

Norma:

ASTM D 5199/01 - Standard Test Method for Measuring the Nominal Thickness of Geosynthetics.

ASTM D 6525/00 - Standard Test Method for Measuring the Nominal Thickness of Permanent Rolled Erosion Control Products.

Procedimiento:

El espesor nominal de un geosintético es determinado por la observación de la distancia perpendicular entre un plano mueble y una superficie paralela, provocada por la ocupación de ese espacio por un geosintético, bajo una presión específica (2 kPa para geotextiles y 20 kPa para geomembranas por 5 segundos).



Aplicación:

Geomantas MacMat®

Geored MacNet®

Geomembranas MacLine®

Geocompuestos MacDrain®

Geotextiles MacTex®

Resultado del ensayo:

Espesor nominal, en mm.

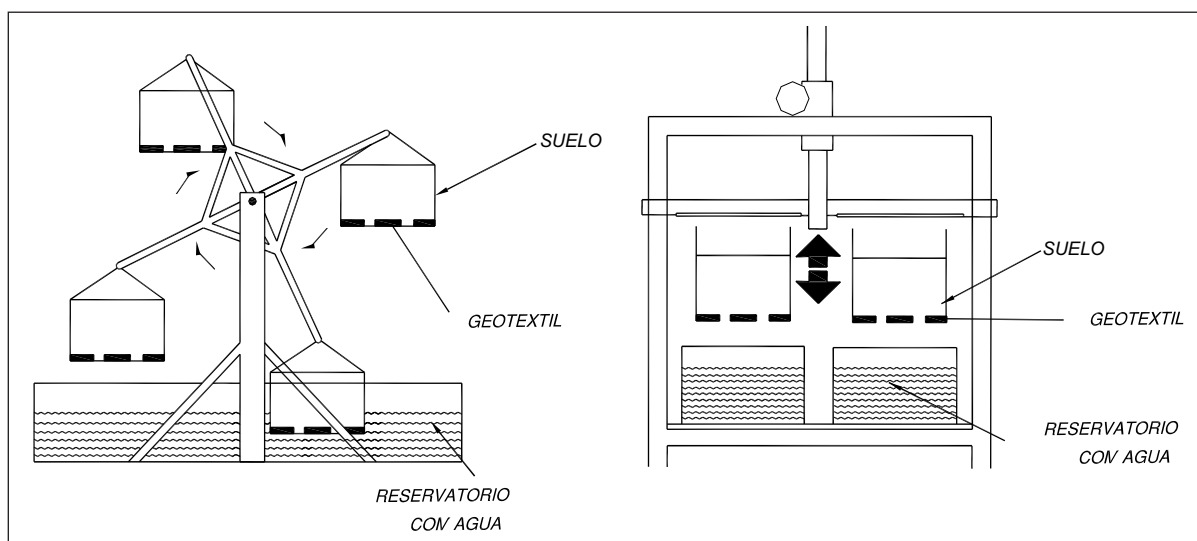
6.10 - ENSAYO DE DETERMINACIÓN DE LA ABERTURA DE FILTRACIÓN

Norma:

AFNOR NF G 38017.

Procedimiento:

Denominado ensayo de cribamiento hidrodinámico, se basa en una situación de flujo hidráulico multidireccional actuando sobre cierta cantidad de suelo o esferas de vidrio de granulometría definida y bien graduada. Esta situación es obtenida mediante inmersión repetida en reserva con agua, de recipientes cuyo fondo está constituido por geotextil, dentro del cual se coloca el suelo. Después de 24 horas de ensayo, se analiza la fracción de suelo que pasó por las muestras de geotextil. Esto determina la abertura de filtración del material analizado.



Aplicación:

Geocompuestos MacDrain®

Geotextiles MacTex®

Resultado do ensayo:

Abertura de filtración, en mm.

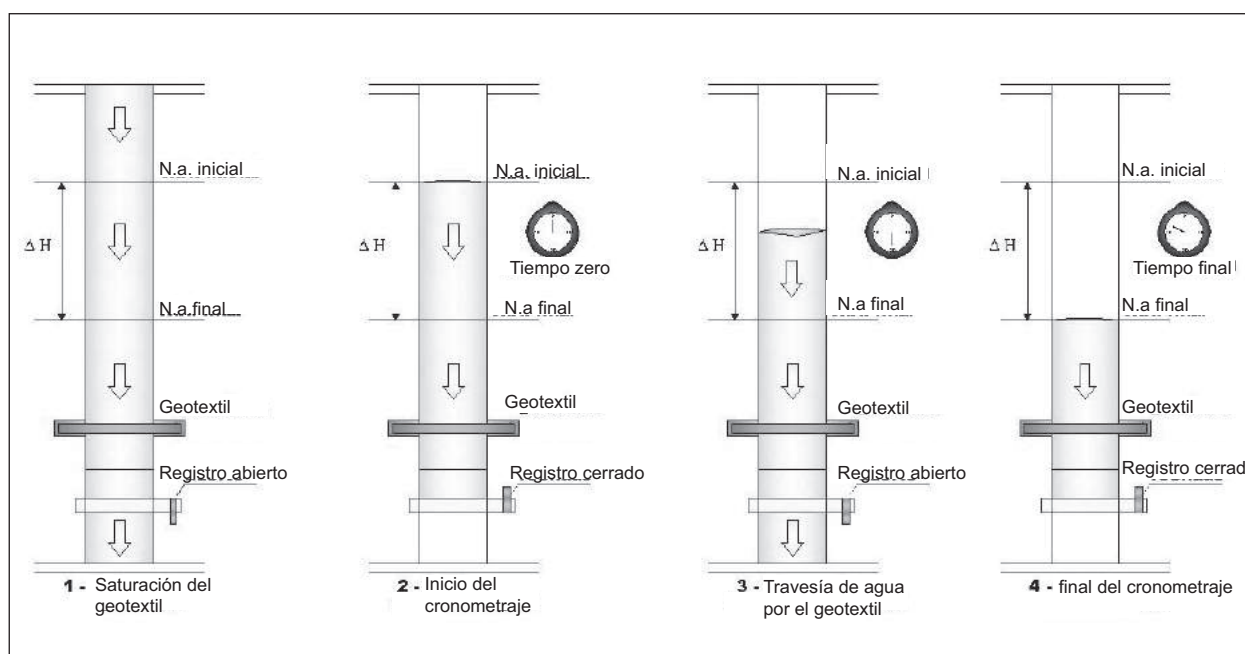
6.11 - PERMEABILIDAD / PERMISIVIDAD DE GEOTEXTILES

Norma:

D 4491 – 99a - Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity.

Procedimiento:

Una cantidad específica de agua atraviesa un cuerpo de prueba de geotextil de dimensiones conocidas, siendo realizadas lecturas de la diferencia de carga de agua (ΔH) y tiempo necesario para esa travesía. La precisión en la obtención de las lecturas está directamente asociada a la velocidad con que el flujo de agua atraviesa el geotextil, debiendo ése ser lento.



Aplicación:

Geocompuestos MacDrain®

Geotextiles MacTex®

Resultado del ensayo:

Permeabilidad normal, en cm/s.

Permisividad, en s-1.

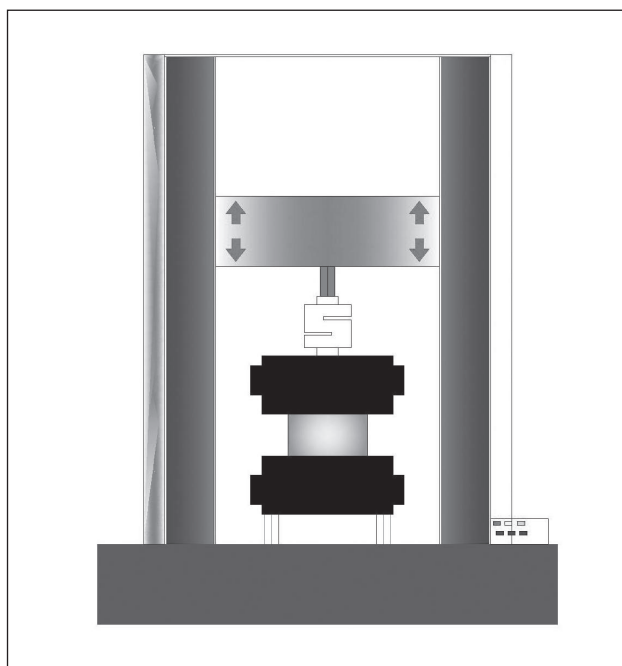
6.12 - RESISTENCIA A TRACCIÓN - GRAB

Norma:

D 4632 – Standard Test Method for Grab Breaking Load and Elongation of Geotextiles.

Procedimiento:

El ensayo consiste en la aplicación de una fuerza de tracción creciente a un cuerpo de prueba de dimensiones reducidas, hasta que ocurra su ruptura, siendo los valores de tensión y deformación adquiridos durante todo el ensayo. El ensayo de tracción tipo Grab es un ensayo índice, utilizado principalmente para control de calidad.



Aplicación:

Geotextiles MacTex®

Geocompuestos MacDrain®

Resultado del ensayo:

Resistencia a tracción tipo Grab, en N.

Deformación tipo Grab, en %.

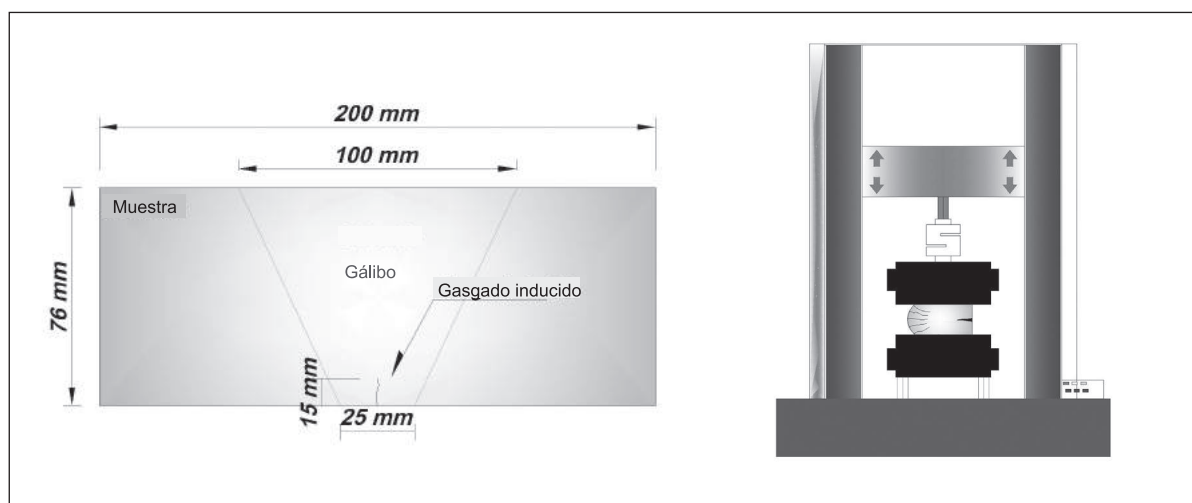
6.13 - RESISTENCIA AL RASGADO TRAPEZOIDAL

Norma:

D 4533 – Standard Test Method for Trapezoid Tearing Strength of Geotextiles.

Procedimiento:

Sobre un cuerpo de prueba rectangular, es diseñado un trapecio isósceles, y hecho un pequeño corte de la muestra, al medio de la base menor de ese trapecio. En seguida los lados no paralelos del trapecio son fijados a garras, que son apartadas por medio de una fuerza creciente. De esa manera son adquiridas la fuerza aplicada y la extensión provocada por esa fuerza.



Aplicación:

Geotextiles MacTex®

Geocompuestos MacDrain®

Resultado del ensayo:

Resistencia al rasgado trapezoidal, en N.

6.14 - RESISTENCIA A ESTALLIDO

Norma:

D 3786 – Standard Test Method for Hydraulic Bursting Strength of Textile Fabrics — Diaphragm Bursting Strength Tester Method.

Procedimiento:

Un cuerpo de prueba es fijado a un diafragma expansible. El diafragma es expandido por presión fluida hasta que alcance la ruptura del cuerpo de prueba. La diferencia entre la presión total necesaria para romper el material y la presión para inflar el diafragma es reportada como siendo la resistencia a estallido del geosintético.



Aplicación:

Geotextiles MacTex®

Geocompuestos MacDrain®

Geomembranas MacLine®

Resultado del ensayo:

Resistencia a estallido, en Pa

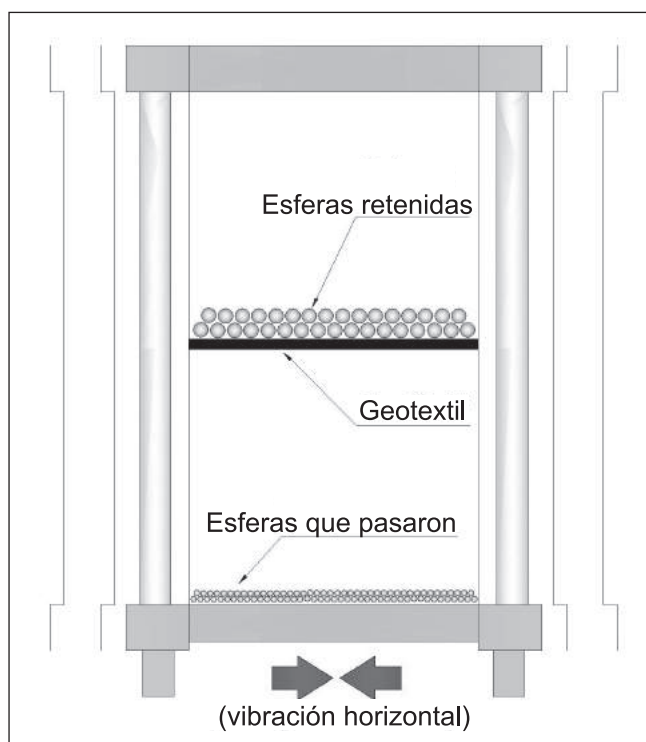
6.15 - DETERMINACIÓN DE ABERTURA APARENTE

Norma:

D 4751 – Standard Test Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile.

Procedimiento:

Un cuerpo de prueba es fijado a un equipamiento vibratorio, y pequeñas esferas de vidrio son dispuestas sobre el geotextil. El conjunto pasa ahí por el proceso de vibración lateral, que induce las esferas a que atraviesen el cuerpo de prueba. El proceso es repetido con el mismo cuerpo de prueba, variándose el tamaño de las esferas utilizadas, hasta que la abertura aparente sea determinada.



Aplicación:

Geotextiles MacTex®

Geocompuestos MacDrain®

Resultado del ensayo:

Abertura aparente, en mm.

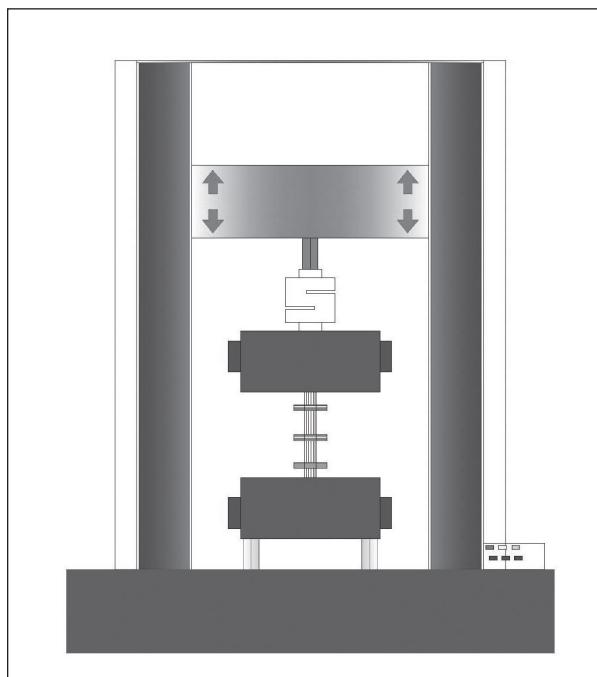
6.16 - ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN POR ELEMENTOS

Norma:

D 6637 – Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method.

Procedimiento:

El ensayo consiste en la aplicación de una fuerza de tracción creciente a un cuerpo de prueba hasta que ocurra su ruptura, siendo los valores de tensión y deformación adquiridos durante todo el ensayo. Este ensayo se diferencia de los demás ensayos de resistencia a tracción, porque los cuerpos de prueba son medidos por la cantidad de elementos ensayados, no siendo el largo del cuerpo de prueba un elemento determinante.



Aplicación:

Geogrillas MacGrid®

Resultado del ensayo:

Resistencia a tracción final del material, en kN/m

Deformación en la ruptura, en %

Resistencia a 2 y 5 % de la deformación, en kN/m



Sistema de Gestión de Calidad
Certificado de Conformidad con la
Norma ISO 9001



MACCAFERRI

AMERICA LATINA

Matriz.
Av. José Benassi, 2601 - Distrito Industrial FazGran
CEP 13.213.085 - Jundiá - SP - Brasil
T: +(55) 11 4525-5000
E: info.br@maccaferri.com
www.maccaferri.com/br

Maccaferri de Argentina S.A.
T: +(54) 3327 412201
E: info.ar@maccaferri.com

Maccaferri de Bolivia Ltda.
T: +(591) 3 322-8042
E: info.bo@maccaferri.com

Maccaferri del Caribe.
T: +(809) 472-3380
E: info.do@maccaferri.com

Maccaferri de Centroamérica Ltda.
T: +(506) 2244-6090
E: info.cr@maccaferri.com

Maccaferri de Chile S.P.A.
T: +(56) 2 2940-2347
E: info.cl@maccaferri.com

Maccaferri de Colombia Ltda.
T: +(57) 1 636 9230
E: info.co@maccaferri.com

Maccaferri de Ecuador S.A.
T: +(593) 2 3820-971
E: info.ec@maccaferri.com

Maccaferri de Guatemala S.A.
T: +(502) 2208-3535
E: info.gt@maccaferri.com

Maccaferri de México.
T: +(52) 442 229 43 00
E: info.mx@maccaferri.com

Maccaferri de Panamá S.A.
T: +(507) 292-8608
E: info.pa@maccaferri.com

Maccaferri de Perú S.A.C.
T: +(51) 1 206-2600
E: info.pe@maccaferri.com