



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MEXICO

108

FACULTAD DE INGENIERIA

"DISEÑO DE MUROS Y TALUDES DE
SUELO REFORZADO CON GEOSINTETICOS."

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

EDUARDO ZARATE ARTIDIELLO

ASESOR: M. EN C. MIGUEL ANGEL YAÑEZ MONROY



2000

MEXICO, D. F.

2000



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-129/98

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

Señor
EDUARDO ZARATE ARTIDIELLO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M. en C. **MIGUEL ANGEL YAÑEZ MONROY**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"DISEÑO DE MUROS Y TALUDES DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTETICOS"


- I. INTRODUCCION
- II. APLICACIONES DE LOS GEOSINTETICOS EN LA INGENIERIA CIVIL
- III. MUROS Y TALUDES DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTETICOS
- IV. EJEMPLO DE APLICACION
- IV. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 9 de septiembre de 1998.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

A mis padres:

Ing. Hugo Zárate Salgado
Alicia Artidiello Vivanco

Mi admiración y gratitud.

Quiero expresar mi agradecimiento a mis asesores:

Ing. Miguel Angel Yañez Monroy

Ing. Enrique Alvarez del Río

DISEÑO DE MUROS Y TALUDES DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS

Indice.....	1
I. Introducción.....	3
I.1 Definición de geosintético.....	3
I.2 Clasificación de los geosintéticos.....	4
I.3 Funciones de los geosintéticos.....	8
II. Aplicaciones de los geosintéticos en la Ingeniería Civil.....	10
II.1 Ingeniería Geotécnica.....	10
II.2 Ingeniería Ambiental.....	10
II.3 Ingeniería Hidráulica.....	11
II.4 Ingeniería de Transportes.....	11
III. Muros y taludes de suelo reforzado con geosintéticos.....	13
III.1 Diseño de muros de suelo reforzado.....	13
III.1.1 Introducción.....	13
III.1.2 Geomallas.....	13
III.1.3 Teoría de diseño para muros de suelo reforzado.....	14
III.1.4 Definición de la geometría del muro.....	16
III.1.5 Características del suelo.....	17
III.1.6 Características de diseño de las geomallas.....	17
III.1.7 Factores de seguridad recomendados.....	20
III.1.8 Procedimiento de diseño para el análisis de estabilidad externa.....	21
III.1.8.1 Cálculo del coeficiente de presión de tierra.....	22
III.1.8.2 Análisis de deslizamiento del muro sobre la base del mismo.....	25
III.1.8.3 Análisis de deslizamiento del muro sobre la primera capa de geomalla.....	26
III.1.8.4 Análisis de volteo del muro alrededor del pie.....	26
III.1.8.5 Análisis de capacidad de carga en la base del muro.....	27
III.1.8.6 Verificación final para el análisis de estabilidad externa.....	28
III.1.9 Procedimiento de diseño para el análisis de estabilidad interna.....	28
III.1.9.1 Análisis por falla a la tensión.....	29
III.1.9.2 Análisis por falla a la extracción de la geomalla.....	33
III.1.10 Estabilidad local de muros de contención con bloques.....	35

III.1.10.1 Fuerza de conexión en la cara.....	37
III.1.10.2 Resistencia contra la aparición de una protuberancia en la cara muro.....	38
III.1.10.3 Número máximo de bloques sin refuerzo.....	40
III.1.11 Análisis de estabilidad global.....	40
III.2 Diseño de taludes de suelo reforzado.....	42
III.2.1 Geomallas y suelo reforzado.....	42
III.2.2 Teoría básica del suelo reforzado.....	42
III.2.3 Taludes reforzados: Definición y planteamiento del problema.....	46
III.2.4 Fuerzas requeridas y existentes.....	46
III.2.5 Distribución de las fuerzas máximas requeridas.....	48
III.2.6 Fuerzas disponibles y permisibles.....	50
III.2.7 Criterio de diseño.....	54
III.2.8 Fuerza resultante requerida.....	57
III.2.9 Cartas de diseño.....	60
III.2.10 Procedimiento para determinar el espaciamiento del refuerzo.....	64
III.2.11 Técnica de doblaje.....	65
III.2.12 Procedimiento de diseño por medio de gráficas.....	67
IV. Ejemplos de aplicación.....	72
IV.1 Muro de suelo reforzado. Fraccionamiento Las Misiones.....	72
IV.1.1 Antecedentes y datos del proyecto.....	72
IV.1.2 Análisis de estabilidad externa. Memoria de cálculo muro $h = 6.50$ m.....	74
IV.1.3 Análisis de estabilidad interna. Memoria de cálculo muro $h = 6.50$ m.....	78
IV.1.3.1 Análisis por falla a la tensión (overtension).....	78
IV.1.3.2 Análisis por falla a la extracción de la geomalla (pullout).....	79
IV.2 Talud de suelo reforzado. Fraccionamiento El Palomar.....	81
IV.2.1 Antecedentes y datos del proyecto.....	81
IV.2.2 Análisis de estabilidad interna. Memoria de cálculo muro $h = 3.00$ m.....	82
V. Conclusiones.....	86
V.1 Ventajas de aplicación de los geosintéticos.....	86
V.2 Comentario final.....	89
VI. Referencias.....	90

I. Introducción.

La Ingeniería Civil siempre se ha encargado de las necesidades de construcción de la humanidad para vivir, producir, transportarse y comunicarse. Hasta la actualidad, únicamente se contaba con materiales naturales tales como el suelo, roca, madera, arena, asfalto, hierro. Aún el concreto y el acero son mezclas o aleaciones de materiales naturales.

Por otro lado, el hombre siempre ha tratado de utilizar taludes, orillas de las costas, acantilados u otros sitios que son considerados valiosos por su estética o su posición geográfica pero en donde la construcción es difícil.

Por lo tanto, a través de los siglos, el hombre ha desarrollado el concepto de suelo reforzado: la idea es simplemente colocar algún elemento en el suelo, de tal manera que mejore sus características técnicas.

A lo largo del tiempo el problema siempre ha sido que los materiales naturales utilizados como refuerzo tiene una durabilidad limitada y una gran e incontrolable variedad en sus características técnicas.

En la actualidad, el concepto de suelo reforzado ha ganado fuerza con el desarrollo de las geomallas.

Estos productos plásticos, específicamente hechos para refuerzo de suelos, proveen características controladas, comportamiento uniforme, variabilidad limitada y gran durabilidad.

Las geomallas permiten la construcción de taludes y muros de suelo reforzado en una forma más confiable, rápida, segura y económica que con los materiales utilizados en el pasado.

Debido a que las geomallas pertenecen a la familia de los geosintéticos, de los cuales existe poca información en México, en el presente trabajo se habla, en el capítulo 1, de la definición, clasificación y funciones de los geosintéticos, y en el capítulo 2 de las aplicaciones actuales en la ingeniería civil.

En los capítulos 3 y 4 se incluyen las teorías de diseño para muros y taludes de suelo reforzado con geosintéticos y dos ejemplos de aplicación de obras construidas en México.

Por último el capítulo 5 analiza las ventajas de aplicación de los geosintéticos.

I.1 Definición de geosintético.

Geosintético es un término general que identifica una amplia gama de productos, tales como geotextiles, geomembranas, geomallas y muchos otros.

La definición de geosintético y de cada familia de productos sigue en discusión en muchos comités alrededor del mundo, sin embargo es necesario tener definiciones para identificar claramente cada

tipo de geosintético. Las definiciones aquí descritas están basadas en las últimas discusiones internacionales.

En general geosintético es un material sintético o natural con forma de manta manufacturada, banda o pánel, utilizado en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica, y de transportes.

I.2 Clasificación de los geosintéticos.

En la Fig. 1 se muestran las familias actuales de geosintéticos, en las cuales se asocian los productos por su aspecto físico.

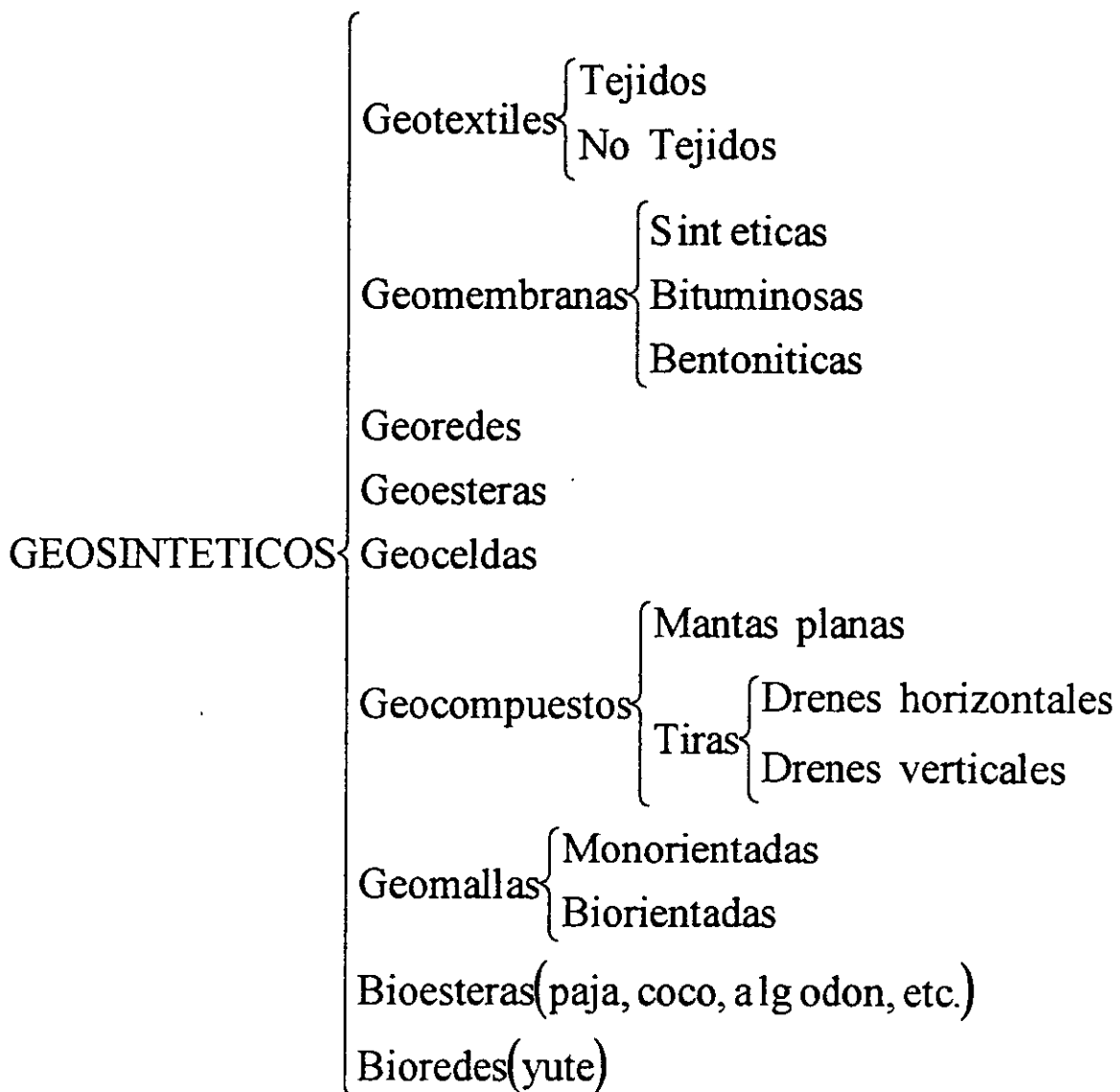


Fig. 1.- Clasificación de los geosintéticos.

GEOTEXTIL.

Es un material textil, polimérico, permeable con forma de manta manufacturada, el cual puede ser tejido o no tejido, utilizado en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

Cualquier textil permeable utilizado en la cimentación, suelo, roca, tierra, o cualquier otro material relacionado con la ingeniería geotécnica como parte integral del proyecto, estructura o sistema.

- **Geotextil Tejido.** Es un geotextil hecho a base de entrelazar, comúnmente en ángulos rectos, dos o más grupos de fibras, filamentos, cintas u otros elementos. Varios tipos de fibras son utilizados para variar los patrones de tejido para los geotextiles. Los tipos de fibras incluyen monofilamentos compuestos por una fibra sencilla, un estambre de multifilamentos consistente de varios filamentos continuos sujetados por medio de doblar o mezclar las tiras, y fibras delgadas cortadas por medio de dividir un polímero extruído. Los patrones de tejido utilizados son los tradicionales y lo que varía consiste en el número de fibras o estambres por pulgada, y la fuerza relativa de las fibras o estambres en las dos direcciones ortogonales.
- **Geotextiles No Tejidos.** Es un geotextil que se produce por unión (por medios de fricción y/o cohesión y/o adhesión) orientando las fibras en forma ordenada o aleatoria. Las fibras usadas para formar los geotextiles no tejidos son filamentos continuos o fibras cortas. Estas fibras son después pegadas por ciertos procesos tales como : un proceso de punzonamiento mecánico a través de agujas que entrelazan las fibras físicamente, o un proceso de unión térmica o química que fusiona las fibras adyacentes. El resultado no tejido tiene una orientación de las fibras aleatoria y puede tener un rango de espesores que van desde un fieltro grueso hasta una relativamente delgada tela.

GEOMEMBRANA.

Es un material esencialmente impermeable, con la forma de manta manufacturada, la cual puede ser sintética, bituminosa o bentonítica, usada en aplicaciones de ingeniería ambiental, hidráulica y de transportes.

- **Geomembrana sintética.** Es una membrana cuyo principal componente es un polímero sintético, como el polietileno, polipropileno, PVC, EPDM u otros.

- Geomembrana bituminosa. Es una geomembrana cuyo principal componente es un compuesto bituminoso.
- Geomembrana bentonítica. Es un geomembrana cuyo principal componente es la arcilla bentonítica en polvo o granos. Esta geomembrana es también llamada GCL (Geosynthetic Clay Liner)

GEORED.

Estructura polimérica con forma de manta manufacturada, cuyos elementos están conectados integralmente por medio de costillas entrelazadas, utilizadas en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

Las georedes son estructuras de malla romboidal, compuestas de series superpuestas y cruzadas de hilos paralelos que forman canales con una capacidad elevada de drenaje.

GEOESTERA.

Estructura polimérica con forma de manta manufacturada, consistente de fibras, estambres cintas u otros elementos enredados en forma irregular, los cuales pueden estar unidos por medios mecánicos o térmicos, utilizados en ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

GEOCELDAS.

Estructura celular polimérica, consistente por bandas conectadas de aberturas regulares, unidas por extrusión, adhesión u otros métodos, utilizada en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

GEOCOMPUESTO.

Es un material polimérico ensamblado, con forma de manta manufacturada o banda, consistente de por lo menos un geosintético, utilizado en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

GEOMALLA.

Es una estructura polimérica, monorientada o biorientada, con forma de manta manufacturada, cuyos elementos están conectados integralmente, los cuales pueden estar unidos por extrusión, pegados o entrelazados, que se utilizan en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

- Geomalla monorientada. Es una geomalla que tiene mucha mayor resistencia a la tensión en una dirección (ya sea longitudinal o transversal) que la otra dirección.
- Geomalla biorientada. Es una geomalla que posee una resistencia a la tensión similar en las dos direcciones (transversal y longitudinal).
- Geomalla extruida. Es una geomalla que se produce por medio de estirar en una o en dos direcciones una estructura integral extruida.
- Geomalla pegada. Es una geomalla que se obtiene de pegar, comúnmente en ángulos rectos, dos o mas grupos de hilos u otros elementos.
- Geomalla tejida. Es una geomalla que se obtiene de entrelazar, comúnmente en ángulos rectos, dos o más estambres, filamentos u otros elementos.

BIOESTERA.

Es un material polimérico natural, permeable, con forma de manta manufacturada, constituida por fibras (paja, coco u otras), unidas por una o dos capas de mallas sintéticas o naturales, usadas en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

BIORED.

Material polimérico natural, permeable, con forma de manta manufacturada, consistente por una red formada con estambres tejidos o entrelazados, con aberturas mayores que los hilos que la forman, utilizada en aplicaciones de ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transportes.

I.3 Funciones de los geosintéticos

También, las funciones de los geosintéticos tienen que ser identificadas claramente. Del mismo modo, las definiciones internacionales siguen en discusión. En la Fig. 2 y Fig. 3 se ilustra de manera clara y sencilla las funciones actuales de los geosintéticos.

FUNCION	DESCRIPCIÓN	PRODUCTOS
Filtración	Permite el paso de fluidos previniendo la migración de partículas del suelo	Geotextil, Geocompuestos
Drenaje	Transporte de fluidos	Geored, Geocompuesto
Separación	Previene la mezcla de estratos o materiales diferentes	Geotextil, Geocompuesto
Protección	Previene daños a la estructura, material del suelo, u otro geosintético	Geotextil no tejido, Georedes, Geocompuestos
Impermeabilización	Barrera de fluidos	Geomembranas, Geocompuestos
Refuerzo de muros y taludes	Provee de resistencia a la tensión al suelo	Geomallas Monorientadas, Geotextiles tejidos
Refuerzo de Suelos blandos	Incrementa la capacidad de carga	Geomallas Biorientadas, Geotextiles, Geocompuestos
Refuerzo de concreto/asfalto	Provee de resistencia de tensión y fatiga a los materiales	Geomallas Biorientadas
Control de erosión o estabilización superficial	Previene el deslave y la erosión superficial del suelo causado por el agua y el viento	Geoesteras, Geoceldas Bioesteras Bioredes
Confinamiento	Restringe el movimiento lateral de la masa del suelo	Geoceldas

Fig. 2 Funciones, descripción y geosintético relacionado.

GEOSINTÉTICO		FUNCIONES
GEOTEXTILES		filtración separación protección refuerzo de muros y taludes refuerzo de suelos blandos
GEOMEMBRANAS		impermeabilización
GEOREDES		drenaje protección
GEOESTERAS		control de erosión estabilización superficial
GEOELDAS		control de erosión estabilización superficial confinamiento
GEOCOMPUESTOS		filtración drenaje separación protección impermeabilización refuerzo de suelos blandos
GEOMALLAS	Monorientadas	refuerzo de muros y taludes
	Biorientadas	refuerzo de suelos blandos refuerzo de concreto y asfalto
BIOESTERAS		control de erosión estabilización superficial
BIOREDES		control de erosión estabilización superficial

Fig. 3. Geosintético – Función

II. Aplicaciones de los geosintéticos en la Ingeniería Civil.

A continuación se mencionan algunas aplicaciones de los geosintéticos dentro de la Ingeniería Civil. Estas aplicaciones están relacionadas con las diferentes funciones que satisface cada geosintético, las cuales son: Filtración, Drenaje, Separación, Protección, Impermeabilización, Refuerzo, Control de erosión y Confinamiento.

II.1 Ingeniería Geotécnica

- Refuerzo para la cimentación de estructuras
- Filtración y drenaje para la consolidación de suelos blandos
- Refuerzo para lugares con cargas permanentes
- Refuerzo de suelo para muros
- Refuerzo de suelo para taludes
- Refuerzo de suelo para la reparación de deslaves
- Refuerzo de suelo para la reconstrucción de cortes en taludes
- Refuerzo de suelo para la construcción de terraplenes de protección
- Refuerzo de suelo para la ampliación de cresta de taludes
- Filtración y drenaje en muros de contención

II.2 Ingeniería Ambiental

- Filtración, drenaje, separación, protección e impermeabilización en Rellenos sanitarios
- Refuerzo de suelo para la construcción de diques para incrementar el volumen disponible en rellenos sanitarios
- Refuerzo de suelo para la construcción de barreras fonoprotectoras a lo largo de carreteras, ferrocarriles y aeropistas

II.3 Ingeniería Hidráulica

- Control de erosión en taludes de canales naturales
- Impermeabilización de concreto
- Impermeabilización de lagos artificiales
- Refuerzo de suelo para la construcción de diques.

II.4 Ingeniería de Transportes

- Separación y confinamiento de bases de caminos y vías férreas
- Refuerzo de bases de caminos y vías férreas
- Separación y refuerzo de asfalto y de concreto
- Separación y refuerzo para terraplenes en suelos blandos
- Refuerzo de suelo para terraplenes en caminos y vías férreas
- Filtración y drenaje en bases de caminos.
- Filtración drenaje e impermeabilización en túneles
- Control de erosión en taludes
- Refuerzo de suelo para la construcción de estribos, muros y aletas de puentes

Finalmente la Tab. 1 contiene las diferentes funciones y el geosintético adecuado para varias aplicaciones en ingeniería.

Aplicaciones	Funciones							Productos									
	Filtración	Drenaje	Separación	Protección	Impermeabilización	Refuerzo	Control de erosión	Confinamiento	Geotextil tejido	Geotextil No tejido	Geomallas	Georedes	Geomembranas	Geocesteras	Geoceldas	Bioesteras / Bioredes	Geocompuestos
Taludes de suelo reforzado						•	•		•		•			•	•		•
Muros de suelo reforzado						•			•		•						•
Estabilización de bases para caminos			•			•		•	•	•					•		
Refuerzo de asfalto			•			•			•	•							
Estabilización de bases de vías férreas			•			•		•	•	•					•		
Terraplenes en suelos blandos			•			•		•	•	•							
Rellenos sanitarios	•	•	•	•	•				•		•	•					•
Drenaje	•	•							•		•						•
Consolidación de suelos blandos	•	•															•
Tuneles	•	•			•				•		•	•					•
Control de erosión en taludes							•	•					•	•	•		
Refuerzo secundario de concreto						•				•							
Concreto a prueba de agua			•	•								•					•

Tab. 1 Aplicaciones, productos y funciones

III. Muros y taludes de suelo reforzado con geosintéticos.

III.1 Diseño de muros de suelo reforzado.

III.1.1 Introducción

El presente capítulo provee una metodología de diseño para reforzar el suelo con geomallas con el objeto de construir muros de contención con cara vertical o casi vertical ($>80^\circ$). La inclusión de geomallas en el suelo crea una estructura compuesta reforzada que tiene la capacidad de resistir grandes esfuerzos de compresión y de tensión. El refuerzo con geomallas mejora las propiedades del suelo previniendo fallas por tensión.

La técnica de refuerzo de suelos es un concepto usado desde la antigüedad, y ha experimentado con diferentes tipos de materiales de refuerzo, desde bambú hasta barras de acero y desde ramas de arboles hasta geomallas. Los refuerzos sintéticos tienen la ventaja de proveer de gran durabilidad, resistencia y por último una teoría de diseño más aproximada.

Dentro de las mayores ventajas en utilizar geomallas para diseñar y construir muros de contención con suelo reforzado se encuentran: la posibilidad de construir de forma simple y rápida, no requerir de mano de obra especializada y la estructura resultante es flexible y dúctil permitiendo hundimientos diferenciales en la base sin llegar a la falla.

Este capítulo cubre el diseño de estructuras verticales de suelo reforzado, de manera segura y económica, por medio de geomallas.

III.1.2 Geomallas.

Las geomallas son estructuras continuas de malla con aberturas ovaladas, fabricadas con los polímeros más durables, creados por medio de un proceso de extrusión y orientación longitudinal. Las geomallas están hechas de polietileno de alta densidad (HDPE, high density polyethylene), el cual es químicamente inerte, no afectado por los rayos ultravioleta y muy resistente al envejecimiento dentro del suelo.

Las geomallas son una estructura integral sin tener ningún punto débil. El producto es fabricado en un proceso continuo de tal forma que las uniones de la geomalla están extruídas. Por lo

tanto el producto final tiene las barras transversales conectadas integralmente a las tiras longitudinales para formar una geomalla con una estructura monolítica que recibe y transfiere esfuerzos al suelo reforzado por medio de mecanismos de resistencia pasiva y de fricción.

Los esfuerzos del suelo son transferidos a la geomalla a través de la compresión en las barras transversales ocasionada por el suelo trabado en las aberturas de la geomalla, y a través del cortante en la interfase suelo - geomalla.

Las tiras longitudinales de gran resistencia han sido diseñadas para proveer fuerzas de tensión de largo plazo para toda la vida útil de la estructura y altos módulos de tensión a bajas deformaciones con el objeto de ser compatibles con el módulo del suelo.

Las propiedades mecánicas y de trabajo de las geomallas han sido probadas arduamente en laboratorios en todo el mundo. Las geomallas han sido instaladas en cientos de aplicaciones de muros de contención, mostrando mejor desempeño, instalación más sencilla y ahorros en comparación con cualquier otro sistema de muros.

III.1.3 Teoría de diseño para muros de suelo reforzado.

La teoría de diseño sigue la metodología del análisis de cuñas (Tied back wedge analysis), el cual permite una mejor evaluación del comportamiento de estructuras formadas por suelo - geomalla. Este método es seguro y económico y ha sido recomendado por varios autores.

El método de cuñas analiza la estructura global utilizando la aproximación del equilibrio límite, permitiendo al ingeniero verificar la distancia del punto de falla.

El procedimiento de diseño consiste en analizar todos los tipos de posibles fallas en cuatro pasos consecutivos (Fig. 1):

a) Análisis de estabilidad externa.

Se asume que el bloque de suelo reforzado trabajará como un bloque rígido. Dicho bloque esta sujeto a los mecanismos de falla convencionales de un muro de contención tales como: Deslizamiento, volteo y falla por capacidad de carga. Este paso en el diseño identificará las dimensiones del área a reforzar.

b) Análisis de estabilidad interna.

Este análisis se realiza en el bloque reforzado para determinar la fuerza de tensión requerida de la geomalla, el número mínimo de capas de geomalla requeridas y la longitud mínima requerida para asegurar que el bloque reforzado actuará como un bloque rígido. El análisis de estabilidad

interna esta formado por: la disposición de las capas de geomalla, la revisión por falla a la tensión (overtension) y revisión por falla de extracción (pullout).

c) Análisis de estabilidad local.

Este análisis se lleva a cabo para muros de contención con bloques, para asegurar que la columna de bloques de concreto permanecerá intacta. Este análisis revisa: Conexión entre los bloques y las geomallas, deslizamiento de un estrato (protuberancia en el muro de contención) y máxima altura de bloques sin refuerzo.

d) Análisis de estabilidad global.

En este análisis se revisa la estructura completa incluyendo el suelo retenido y el suelo en cimentación. Este análisis debe ser realizado de acuerdo al procedimiento clásico de estabilidad de taludes, el método de las dovelas (Bishop's modified method of slices). El factor de seguridad mínimo recomendado para este análisis varía entre 1.3 y 1.5.

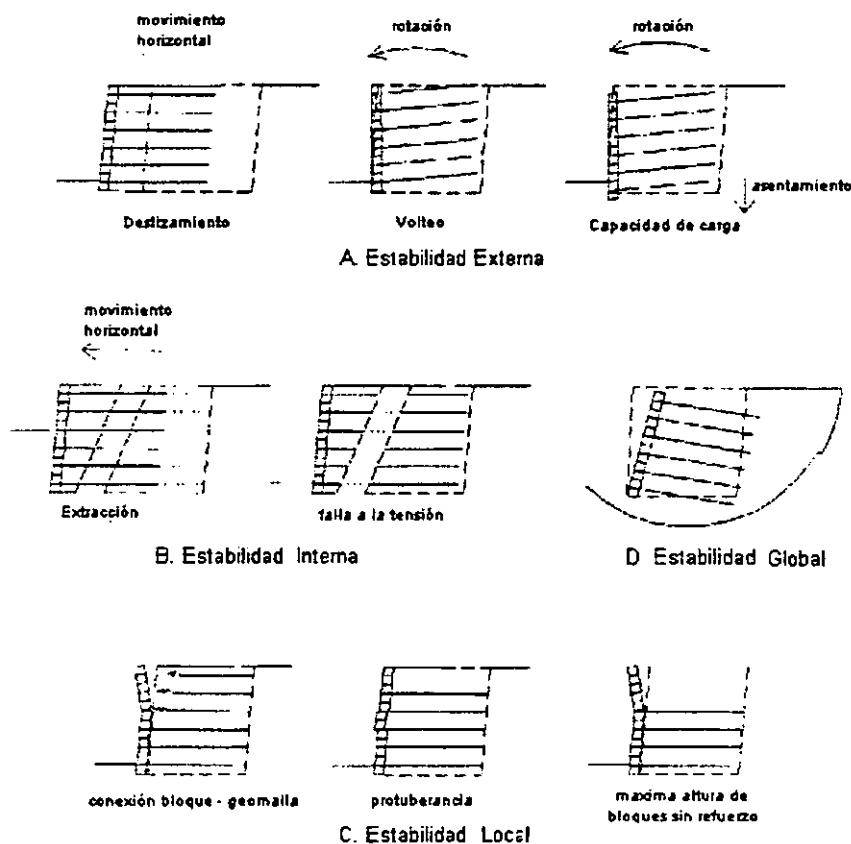


Fig. 1 Mecanismos potenciales de falla de un muro de suelo reforzado.

III.1.4 Definición de la geometría del muro.

La geometría del muro es definida por varios parámetros incluyendo la altura total (h), la profundidad de empotramiento (d), el ángulo en la corona del muro (β) y la distribución de la sobrecarga (q).

La profundidad de empotramiento requerida se determina de acuerdo a las condiciones específicas de cada lugar, tales como: La profundidad de congelación del suelo, la inclinación de la base del muro, la presencia de arcillas expansivas en la cimentación, la actividad sísmica de la zona. La profundidad requerida normalmente varía entre 0.50 m y el valor aproximado de un 10 % de la altura expuesta del muro.

Si la altura de empotramiento se mantiene expuesta durante la construcción del muro y es cubierta al final, la altura de empotramiento se debe agregar a la altura expuesta del muro para calcular la altura total del muro (h). A menos que la altura de empotramiento sea cubierta inmediatamente antes de alcanzar la corona del muro, entonces la altura expuesta es la altura total. La altura total del muro es la altura de diseño que es usada para los cálculos desarrollados en este capítulo.

La presencia de la corona inclinada del relleno se toma en cuenta para los cálculos del coeficiente activo de presión de tierra K_a y para utilizar la altura del muro al final de las capas de refuerzo en el análisis de estabilidad externa del relleno.

El ángulo de inclinación en la corona del muro influye mucho en la longitud requerida y en el número de capas de geomalla, y algunas veces es más conveniente y seguro incrementar la altura del muro con el objeto de disminuir el ángulo de inclinación de la corona. Este ángulo deberá ser siempre menor que el ángulo de fricción del suelo de relleno o de lo contrario esta zona se tendrá que reforzar con geomallas. Este procedimiento de diseño es de cualquier forma exacto para ángulos de inclinación de la corona menores a 20 grados. Cuando en un muro se presente una corona inclinada muy larga, se deberá realizar cuidadosamente un análisis de estabilidad global.

Las sobrecargas son verticales y consideradas uniformemente distribuidas sobre la longitud global de la parte superior del muro. La sobrecarga varía típicamente entre 5 y 20 kPa. Cargas puntuales y lineales son más complejas de manejar y no serán discutidas por el momento en este trabajo.

El acabado de la cara del muro es uno de los factores clave en el diseño de muros de contención con suelo reforzado. El acabado del muro a utilizar con geomallas de refuerzo debe ser seleccionado no solo por su funcionalidad, estética, costo, facilidad de instalación y durabilidad, sino también por el tipo de sistema de conexión con las geomallas.

El sistema de acabado debe ser colocado en una base sólida, tal como una losa nivelada de concreto reforzado o una base de grava bien compactada y con un drenaje adecuado. El espesor de esta base sólida varía entre 0.15 y 0.40 metros para la losa de concreto y de 0.3 a 0.6 metros para la base de grava.

III.1.5 Características del suelo.

Las características geotécnicas del suelo están definidas por el peso unitario húmedo, el ángulo de fricción interna y la cohesión. Estas características del suelo deben ser identificadas para el suelo que será reforzado, el retenido y el de cimentación.

En el cálculo de los esfuerzos laterales del suelo, la cohesión de los suelos retenidos y reforzados es despreciada para estar del lado de la seguridad.

Una de las principales ventajas en utilizar geomallas para reforzar el suelo, es que estas pueden ser usadas con cualquier material de relleno disponible en el lugar, desde suelos granulares hasta suelos finos. Sin embargo, se deberá tener cuidado especial cuando se trabaje con suelos con baja capacidad de drenaje. El patrón de comportamiento del nivel de aguas freáticas debe ser identificado y corregido en caso de que quede dentro o cerca del volumen reforzado. Un sistema de drenaje debe ser provisto para la parte posterior de la zona reforzada. Este sistema de drenaje puede estar formado de una capa de geocompuesto y por un tubo colector, o bien, por un filtro de material granular envuelto en dos capas de geotextil no tejido.

El sistema de drenaje debe ser diseñado con el objeto de prevenir la formación de cualquier presión hidrostática posible. En la cara del muro se debe proveer drenaje adicional, en caso de que el muro haya sido diseñado con un acabado basado en bloques impermeables. En caso de que se presenten flujos de agua o escurrimientos en la cara del muro, se deberá diseñar un drenaje positivo en la cara del muro. Una cubierta delgada de suelo es una buena solución para sellar la mayoría de los problemas por infiltración superficial.

III.1.6 Características de diseño de las geomallas.

Los factores clave para el refuerzo de suelos son la fuerza de tensión de las capas de refuerzo y su habilidad de transferir esfuerzos al suelo y recibir esfuerzos del suelo. Las geomallas han sido diseñadas para trabarse con el suelo y para crear unos miembros resistentes dentro de la

estructura del suelo lo que permite reforzar el suelo. Estos miembros resistentes son las barras transversales de la geomalla. Estas barras están conectadas integralmente con las tiras longitudinales con el objeto de transferir completamente los esfuerzos del suelo a la geomalla: Ningún movimiento es posible entre las barras y las tiras. Las geomallas tienen una fuerza de tensión que es siempre mucho más alta que la fuerza de diseño.

Las geomallas proveen altos coeficientes de deslizamiento directo y extracción en cada suelo, desde los finos hasta los granulares, desde los cohesivos hasta los friccionantes. Estas características permiten construir muros de contención de suelo reforzado teniendo una longitud de refuerzo requerida menor logrando así ahorros en tiempo y dinero durante la excavación, compactación, movimiento de tierras e instalación.

La fuerza de diseño a largo plazo de las geomallas se establece por medio de pruebas intensivas de tensión con cargas constantes. Estas pruebas se desarrollan durante más de 10,000 horas y los resultados son extrapolados a una vida de servicio de más de 100 años. La fuerza de diseño a largo plazo de las geomallas es aproximadamente un 40 % de la fuerza de tensión última de la geomalla.

El coeficiente de deslizamiento directo entre suelo - geomalla (C_{ds}) se determina a través de pruebas intensivas en una caja de corte directo de 0.30 m por 0.30 m de área de contacto. En esta caja de corte directo el desempeño de todas las geomallas y todas las clases de suelos representativos han sido analizadas y probadas bajo diferentes esfuerzos verticales.

Los resultados están expresados con un coeficiente de deslizamiento para cada clase importante de suelo. Pruebas similares han sido desarrolladas en una caja larga de extracción para determinar el coeficiente por extracción de la geomalla (pullout coefficient, C_{po}).

Cuando se diseña un muro de contención de suelo reforzado, es importante distribuir las capas de refuerzo para la totalidad de la altura de la estructura, teniendo las capas de refuerzo espaciadas normalmente no más de un metro cada una, de otra forma es posible tener áreas reforzadas inapropiadamente. El espaciamiento entre dos capas de geomallas se incrementa con la calidad y el tamaño de partículas del suelo de refuerzo. Por ejemplo, si queremos reforzar un suelo de mala calidad, el ingeniero no debe seleccionar la geomalla más resistente, sino varias capas de una menos resistente ya que un número mayor de capas de refuerzo proveerá una mejor interacción suelo - geomalla global.

Algunas veces, el sistema de acabado en la cara provoca que el radio de cobertura de la geomalla sea menor que el 100 %. Podría ser el caso de un muro de contención de madera teniendo los postes verticales detrás de la cara del muro. El radio de cobertura de la geomalla se obtiene

dividiendo el área cubierta con la geomalla entre el área horizontal total por reforzar. Esta relación debe ser siempre mayor del 75 % con el objeto de obtener el mejor desempeño.

El coeficiente global de deslizamiento (C_g) para el plano de falla de una geomalla está en función de la cobertura de la geomalla :

$$C_g = 1 - R_c \cdot (1 - C_{ds}) \quad (1)$$

donde : C_g es el coeficiente global de deslizamiento;

R_c es el radio de cobertura de la geomalla

C_{ds} es el coeficiente de deslizamiento directo del suelo - geomalla.

Para un diseño preliminar con geomallas, se recomienda utilizar los coeficientes listados en la Tab. 1 determinados a través de pruebas utilizando diferentes clases de suelo.

	Mínimo	Máximo
Grava	0.90	1.00
Arena	0.85	0.95
Limo	0.75	0.85
Arcilla	0.70	0.80

Tab. 1a Coeficiente de corte directo suelo - geomalla, C_{ds} .

	Mínimo	Máximo
Grava	0.90	1.50
Arena	0.85	1.20
Limo	0.75	1.00
Arcilla	0.70	0.90

Tab. 1b Coeficiente de extracción suelo - Geomalla, C_{po} .

Los coeficientes de la Tabl. Deberán ser usados para determinar los esfuerzos cortantes resistentes con las siguientes ecuaciones:

$$\tau_{ds} = \sigma'_n \cdot C_{ds} \cdot \tan\phi'' \quad (2)$$

$$\tau_{po} = 2 \cdot \sigma'_n \cdot C_{po} \cdot \tan\phi'' \quad (3)$$

III.1.7 Factores de seguridad recomendados.

Diferentes factores de seguridad deben ser usados para analizar y establecer la distancia que hay a las condiciones de falla, de acuerdo a la teoría de equilibrio límite.

Los factores de seguridad recomendados para diseñar un muro vertical de contención de suelo reforzado con geomallas se encuentran en la Tab. 2 :

FS	Estabilidad global	$FS_g = 1.30 \div 1.50$
FS	Deslizamiento	$FS_s = 1.50$
FS	Volteo	$FS_o = 2.00$
FS	Falla por capacidad de carga	$FS_b = 2.00$
FS	Falla de la geomalla por tensión	$FS_t = 1.50$
FS	Resistencia de la geomalla a la extracción	$FS_p = 1.50$
FS	Cortante de los bloques	$FS_{sc} = 1.00 \div 1.50$
FS	Conexión de la geomalla - Bloque	$FS_{cs} = 1.00 \div 1.50$

Tab. 2 : Factores de seguridad recomendados para geomallas.

Estos factores de seguridad deberán ser ajustados de acuerdo a las condiciones específicas del sitio tales como la geometría del muro, el tipo de suelo, el procedimiento constructivo, la vida útil del proyecto y lo crítico de la estructura.

III.1.8 Procedimiento de diseño para el análisis de estabilidad externa.

El diseño de un muro de suelo reforzado con geomallas se desarrolla utilizando el método de cuñas (Tied back wedge method). Este análisis se basa preferentemente en la teoría de presión de tierra y distribución de esfuerzos de Rankine. Se cree que esta distribución es la que mejor representa el comportamiento de los muros de contención de suelo reforzado con geomallas.

Durante el análisis de estabilidad externa, la resistencia pasiva del suelo de cimentación en el pie del talud y las fuerzas verticales del suelo de relleno se considerarán nulas por facilidad y seguridad.

Antes de comenzar el diseño, la siguiente información debe ser conocida o determinada (ver Fig. 2):

A) Datos de la geometría del muro:

• Altura total del muro	h	(m)
• Sobrecarga vertical	q	(kPa)
• Ángulo en la corona del talud	β	(°)
• Altura del suelo por retener	H	(m)
• Espesor de las capas de compactación	s	(m)
• Espaciamiento máximo de las geomallas	M	(m)
• Elevación de la primera geomalla	h_1	(m)
• Ángulo de inclinación de los bloques	ω	(°)
• Inclinación de la base del muro	α	(°)

B) Datos de las características de los suelos reforzados (r), retenidos (b) y en cimentación (f).

• Peso unitario húmedo	$\gamma_r, \gamma_b, \gamma_f$	(kN / m ³)
• Ángulo de fricción interna	ϕ_r, ϕ_b, ϕ_f	(°)
• Cohesión	c_r, c_b, c_f	(kPa)
• Ángulo de fricción entre el muro y el suelo	δ	(°)

C) Características de diseño de las geomallas

- | | | |
|-------------------------------------|---------------------------------------|----------|
| • Tipo de geomalla | t_1, t_2 | |
| • Fuerza de diseño a largo plazo | LTDS ₁ , LTDS ₂ | (kN / m) |
| • Coeficiente de extracción | C_{po} | |
| • Coeficiente de deslizamiento | C_{ds} | |
| • Radio de cobertura de la geomalla | R_c | |

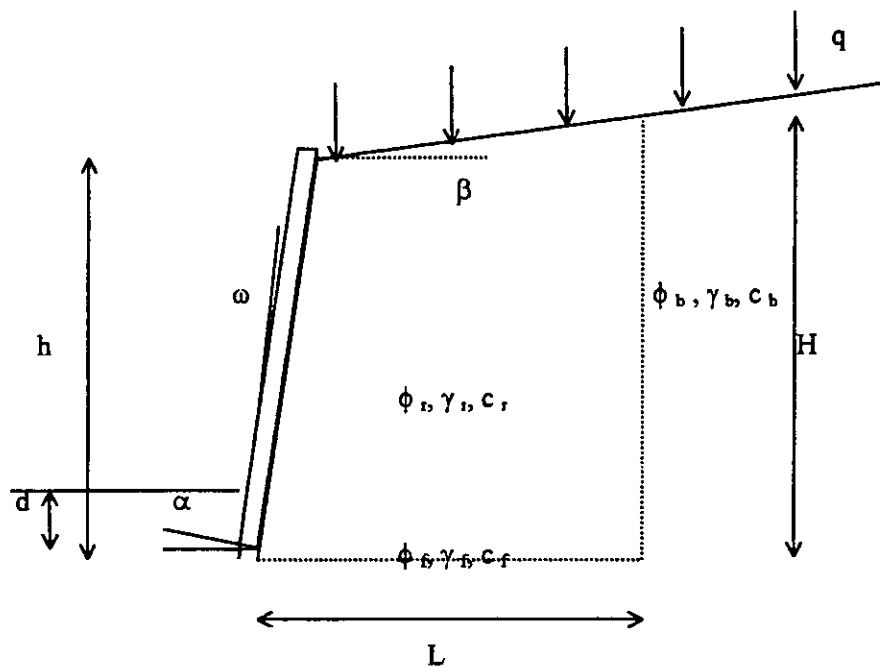


Fig. 2 Geometría del muro y datos del suelo.

III.1.8.1 Cálculo del coeficiente de presión de tierra.

El coeficiente activo de presión de tierra (K_a) para un muro de contención vertical teniendo un cierto ángulo de inclinación (β) en la cresta del mismo está dado por :

$$K_a = \cos\beta \cdot \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos\beta)^2 - (\cos\phi)^2}} \quad (4a)$$

De acuerdo a la teoría de Rankine

o por:

$$K_o = \frac{\cos^2(\phi + \omega + \alpha)}{\cos^2(\omega + \alpha) \cdot \cos(\omega + \alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\omega + \alpha - \delta) \cdot \cos(\omega + \alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4b)$$

De acuerdo a la teoría de Coulomb

Varias autoridades, incluyendo la FHWA y la AASHTO, recomiendan la teoría de Rankine para el análisis de estabilidad interna, mientras que la teoría de Coulomb, se recomienda para el análisis de estabilidad externa según la FHWA. La teoría de Coulomb da la posibilidad de tomar en cuenta la geometría real del muro, incluyendo el ángulo de los bloques ω y el ángulo de la base α ; Además, la teoría de Rankine ha demostrado sobrestimar la presión lateral de tierra (Simac et Al., 1993).

El coeficiente activo de presión de tierra debe ser calculado para el suelo reforzado (K_{ar}) y para el suelo retenido (K_{ab}) en caso de que tengan ángulos de fricción interna diferentes (ϕ_r), (ϕ_b).

Con el objeto de proveer siempre diseños conservadores, el coeficiente de presión de tierras de Rankine, de la ecuación (4a), ha sido el más utilizado.

En referencia a la Fig. 3:

La altura del suelo por retener (H) para un muro con talud en la cresta esta dado por:

$$H = h + L \tan \beta \quad (5)$$

y las fuerzas activas laterales debidas al suelo de relleno (F_{db}), la sobrecarga (F_{qb}) y la suma de ambas (F_{tb}) esta dado por :

$$F_{db} = 0.5 K_{ab} \gamma_b H^2 \quad (6)$$

$$F_{qb} = q K_{ab} H \quad (7)$$

$$F_{tb} = F_{db} + F_{qb} \quad (8)$$

o en general las fuerzas anteriores dadas a cualquier elevación vertical (y) de la base del muro están expresadas en las siguientes fórmulas:

$$F_{ab}(y) = 0.5 K_{ab} \gamma_b (H - y)^2 \quad (9)$$

$$F_{qb}(y) = q K_{ab} (H - y) \quad (10)$$

$$F_{ib}(y) = F_{ab}(y) + F_{qb}(y) \quad (11)$$

La componente horizontal de las fuerzas puede ser calculada de acuerdo la teoría de presión de tierra de Rankine y también de acuerdo a la teoría de presión de tierra de Coulomb.

Para el primer caso, la fuerza debida al peso del suelo y la fuerza debida a la sobrecarga están inclinadas al ángulo β del talud sobre el muro; la componente horizontal está dada por:

$$F_{abh} = F_{ab} \cos \beta \quad (12)$$

$$F_{qbh} = F_{qb} \cos \beta \quad (13)$$

Para el segundo caso las fuerzas están inclinadas a un ángulo $(\delta - \omega - \alpha)$; la componente horizontal está dada por :

$$F_{abh} = F_{ab} \cos (\delta - \omega - \alpha) \quad (14)$$

$$F_{qbh} = F_{qb} \cos (\delta - \omega - \alpha) \quad (15)$$

la fuerza horizontal total F_{tbb} es:

$$F_{tbb} = F_{abh} + F_{qbh} \quad (16)$$

El coeficiente global de deslizamiento directo entre el suelo - geomalla (C_g) es calculado con la ecuación (1).

Para simplificar los cálculos para determinar los factores de seguridad de estabilidad externa, las siguientes constantes son definidas:

- El peso volumétrico por unidad de ancho del suelo reforzado y el suelo retenido:

$$W_r = L h \gamma_r \quad (17)$$

$$W_b = 0.5 \gamma_r L^2 \tan \beta \quad (18)$$

- La sobrecarga total por unidad de ancho (Q) :

$$Q = qL \quad (19)$$

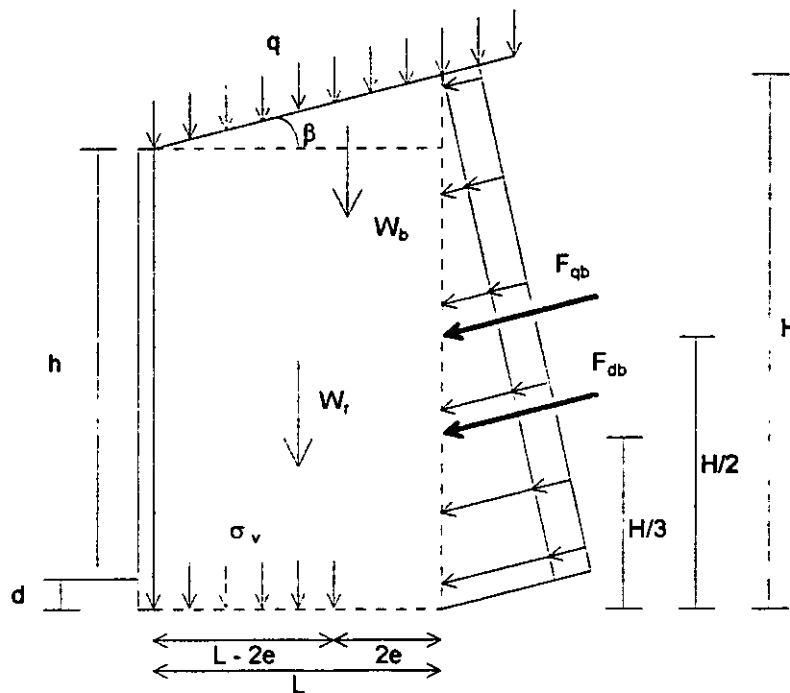


Fig. 3 Análisis de Estabilidad Externa

III.1.8.2 Análisis de deslizamiento del muro sobre la base del mismo.

La fuerza cortante de los suelos reforzados y en cimentación debe ser lo suficientemente grande para resistir los esfuerzos horizontales aplicados al bloque reforzado por el suelo retenido y por las cargas externas. Se debe seleccionar una longitud tentativa de la geomalla así como una primera elevación de la misma. La longitud de la geomalla deberá ser mayor que el 60 % de la altura del muro y la primera elevación varía típicamente entre 0 y 0.40 metros.

El factor de seguridad para la falla por deslizamiento (FS_s) sobre la base del muro esta dado por:

$$FS_s = \frac{(W_r + W_b + Q) \cdot \tan \phi_k}{F_{bh}} \quad (20)$$

donde :

$$\phi_k = \min (\phi_r, \phi_f) \quad (21)$$

Si el muro está empotrado desde el comienzo de la construcción, entonces:

$$\phi_k = \phi_r \quad (21 \text{ bis})$$

III.1.8.3 Análisis de deslizamiento del muro sobre la primera capa de geomalla.

El análisis de deslizamiento debe ser realizado también para la primera elevación de geomalla (h_1) con el objeto de verificar si la longitud del refuerzo es la apropiada. Para realizar este análisis, debemos considerar el coeficiente global de interacción suelo - geomalla.

El factor de seguridad contra la falla por deslizamiento sobre la primera capa de geomalla está dado por:

$$FS_s = \frac{(W_r + W_b + Q - W_1) \cdot \tan \phi_r \cdot C_g}{F_{bh}(h_1)} \quad (22)$$

Donde W_1 es el peso por unidad de ancho del suelo reforzado entre la base del muro y la primera capa de geomalla y $F_{bh}(h_1)$ es obtenida de la ecuación (9) ÷ (16) con $y = h_1$.

$$W_1 = L \cdot h_1 \cdot \gamma_r \quad (23)$$

III.1.8.4 Análisis de volteo del muro alrededor del pie.

El factor de seguridad para la falla por volteo (FS_o) alrededor del pie del muro se determina comparando los momentos resistentes, debidos al peso del suelo y a la sobrecarga, y los momentos actuantes debidos a las fuerzas del material retenido (Fig. 3). Si el factor de seguridad calculado queda por debajo del requerido, entonces la longitud propuesta debe ser incrementada.

$$FS_o = \frac{(3 \cdot W_r + 3 \cdot Q + 4 \cdot W_b) \cdot L}{(2 \cdot F_{b,ah} + 3 \cdot F_{q,bh}) \cdot H} \quad (24)$$

III.1.8.5 Análisis de capacidad de carga en la base del muro.

El factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga (FS_b) se calcula de acuerdo a la teoría de distribución de Meyerhoff. Esta teoría indica que la distribución de esfuerzos en la base puede ser considerada como una distribución uniforme sobre una longitud efectiva L' (Fig. 3) dada por:

$$L' = L - 2e \quad (25)$$

Donde "e" es la excentricidad de la fuerza resultante en la base del muro. "e" debe ser menor que la longitud de la geomalla dividida entre 6 para prevenir esfuerzos de tensión en la base (en este caso la fuerza resultante en la base, cae dentro del centro de inercia de la misma):

$$e = \frac{(2 \cdot F_{abh} + 3 \cdot F_{qbh}) \cdot H - W_b \cdot L}{6 \cdot (W_r + W_b + Q)} < \frac{L}{6} \quad (26)$$

La capacidad de carga última de la cimentación Q_{ult} de acuerdo a la teoría de Meyerhoff esta dada por la siguiente fórmula (donde normalmente la altura de empotramiento del muro (d) es considerada igual a cero) y N_q , N_c y N_γ están expresadas de acuerdo a la teoría geotécnica clásica (Vesic):

$$Q_{ult} = N_c \cdot c_f + 0.5 \cdot N_\gamma \cdot (L - 2 \cdot e) \cdot \gamma_f + d \cdot \gamma_f \cdot N_q \quad (27)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (28)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (29)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi \quad (30)$$

La presión vertical aplicada (Q_a) en la base del muro es:

$$Q_a = \frac{W_r + W_b + Q}{L - 2 \cdot e} \quad (31)$$

El factor de seguridad por capacidad de carga (FS_b) se calcula comparando la capacidad de carga última (Q_{ult}) con la presión vertical aplicada (Q_a).

$$FS_b = \frac{Q_{ult}}{Q_a} \quad (32)$$

III.1.8.6 Verificación final para el análisis de estabilidad externa

Los factores de seguridad calculados con las ecuaciones (20), (22), (24) y (32) deben ser mayores que los mínimos requeridos por el ingeniero de diseño. Los factores de seguridad recomendados para diseñar un muro de contención con suelo reforzado están listados en la Tab. 2.

Si cualquiera de las ecuaciones no se cumple, entonces se pueden seguir las siguientes recomendaciones para mejorar el diseño:

- A) Incrementar la longitud de la geomalla de refuerzo.
- B) Reducir el ángulo de inclinación en la cresta aumentando la altura del muro.
- C) Seleccionar un suelo más friccionante de relleno.
- D) Seleccionar un suelo de relleno más pesado.
- E) Incrementar la altura de empotramiento del muro.

III.1.9 Procedimiento de diseño para el análisis de estabilidad interna.

Para proveer la estabilidad interna al bloque reforzado que hemos diseñado durante el análisis de estabilidad externa, las capas de geomalla deben de ser capaces de soportar, sin sobretensionarse, todos los esfuerzos de tensión inducidos por el suelo de relleno detrás de la cara vertical del muro y la sobrecarga. El análisis de estabilidad interna determinará los tipos y el número de geomallas requeridas y verificará si la longitud de las capas de refuerzo es apropiada para resistir las fuerzas de extracción.

III.1.9.1 Análisis por falla a la tensión.

Una disposición de las mallas es definida y analizada por falla a la tensión. Las superficies de falla se asume que son, de acuerdo a la Teoría de Rankine, a lo largo de planos inclinados ($45^\circ - \phi_r / 2$) desde la vertical y pasando por el pie del muro y a través de cada elevación media entre dos capas de geomalla en la cara del muro. Esto, de acuerdo a Cristopher et Al., 1989, es válido para muros verticales teniendo un ángulo en la cresta de entre 0 y 20° (Fig. 3).

La elevación de las capas de geomalla debe ser múltiplo del espesor de la capa de compactación o, en su caso, de la altura de los bloques del sistema de acabado. Esto se hace para facilitar y acelerar el procedimiento constructivo y reducir los costos de construcción.

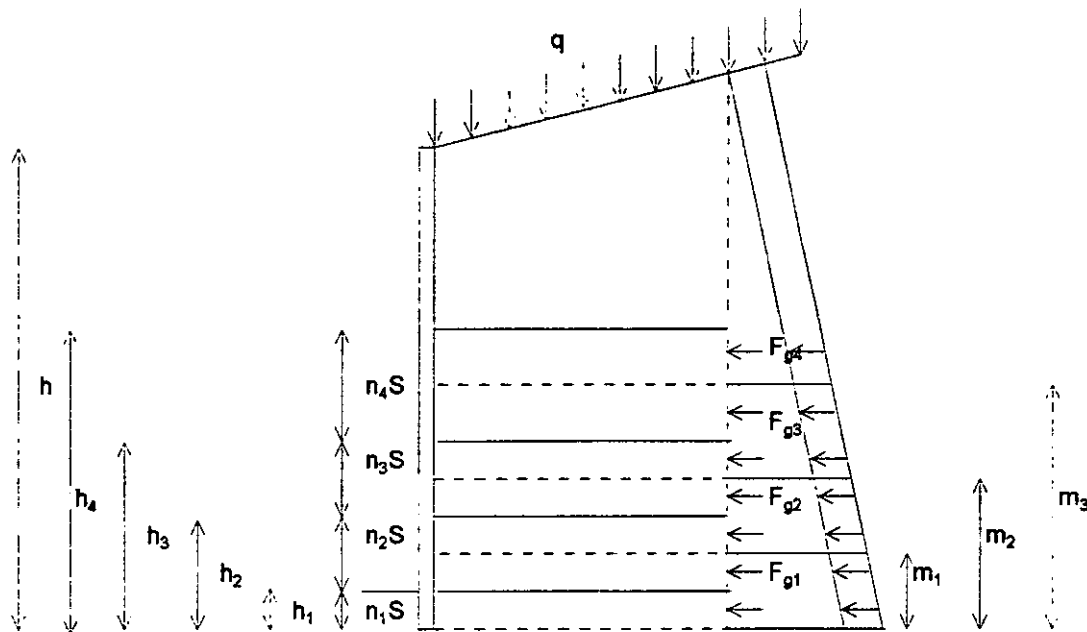


Fig. 4 - Análisis de sobretensión en la geomalla.

La fuerza máxima permisible P esta generalmente regida por la resistencia del refuerzo o por la fuerza en la geomalla correspondiente a las máximas deformaciones compatibles con su funcionalidad. La resistencia permisible de una geomalla se determina como una división de la fuerza última T_{ult} entre un factor de seguridad FS_{grd} , obtenido por medio de multiplicar varios Factores de seguridad parciales (Koerner, 1994).

$$T_{allow} = \frac{T_{ult}}{FS_{grid}} = \frac{T_{ult}}{FS_{creep} \cdot FS_{construction} \cdot FS_{biological} \cdot FS_{chemical} \cdot FS_{junction}} \quad (33)$$

Para las geomallas el LTDS conocido de las pruebas de creep, y de la fuerza de las juntas verifica la condición:

$$F_{junction} > LTDS \cdot 1.50 \quad (34)$$

Por lo tanto $FS_{junction} = 1.0$

Entonces la ecuación anterior se convierte en:

$$T_{allow} = \frac{LTDS}{FS_{construction} \cdot FS_{biological} \cdot FS_{chemical}} \quad (35)$$

Los factores de seguridad parciales sugeridos para las geomallas están resumidos en la Tab. 3 y 4.

TIPO DE SUELO	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS	$FS_{construction}$
limo y arcilla	< 0.06 mm	1.00
Arena fina y media	0.06 ÷ 0.6 mm	1.00
Arena gruesa y grava fina	0.6 ÷ 6 mm	1.00
Grava triturada	6 ÷ 60 mm	1.10
Balasto y piedras angulosas		1.10

Tab. 3 $FS_{construction}$ para diferentes tipos de suelos

$FS_{junction}$	1.00
$FS_{chemical}$	1.00
$FS_{biological}$	1.00
FS_{creep}	2.6 ÷ 2.8

Tab. 4 Factores de seguridad sugeridos para geomallas.

FS_{junction} es igual a 1.00 debido a que las propiedades de las geomallas son evaluadas mediante pruebas en los nodos.

Los factores de seguridad químicos y biológicos son iguales a 1.00 debido a las características del polietileno de alta densidad HDPE (high density polyethylene), el cual es un polímero inerte resistente al ataque de elementos químicos y biológicos normalmente encontrados en el suelo.

El factor de seguridad por construcción (FS_{construction}) es función de las imperfecciones durante la colocación, los daños durante el transporte, almacenamiento, construcción y del tipo de suelo que se utilice en el relleno (Wright & Greenwood, 1993).

Por lo tanto la relación de T_{ult} entre FS_{creep} es la fuerza de diseño a largo plazo LTDS (Long Term Design Strength) de la geomalla.

La fuerza de diseño a largo plazo está en función del fenómeno del creep en las geomallas, el cual tiene una importancia cada vez mayor con relación a la vida útil del proyecto; se determina mediante pruebas de laboratorio (Montanelli & Rimoldi, 1993).

La resistencia de diseño T_{des} se determina como una fracción de la resistencia permisible T_{allow} entre un factor de seguridad por diseño (FS_{design}), el cual su valor varía entre 1.05 y 1.5.

$$T_{des} = \frac{T_{allow}}{FS_{des}} \quad (36)$$

La fuerza total activa F_r en el suelo reforzado debido a la cuña de suelo activa y la sobrecarga, a la elevación de la base del muro esta dada por:

$$F_r = (0.5 \cdot \gamma_r \cdot h + q) \cdot h \cdot K_{ar} \quad (37)$$

y la fuerza total activa F_r (y) en el suelo reforzado a una elevación media m_i entre dos capas de geomalla es la siguiente:

$$F_r(m_i) = [0.5 \cdot \gamma_r \cdot (h - m_i) + q] \cdot (h - m_i) \cdot K_{ar} \quad (38)$$

La componente horizontal F_{hr} y F_{hr} (m_i) se obtienen como se mostró en el capítulo previo, de acuerdo a la Teoría de Rankine o Coulomb.

El número mínimo requerido (N_{min}) de capas de refuerzo para proveer la estabilidad interna es:

$$N_{min} = \left(\frac{F_{hr} \cdot FS_1}{T_{des} \cdot R_c} \right)_{redondear} \quad (39)$$

Donde FS , es el factor de seguridad contra la falla a la tensión y R_c es el radio de cobertura de la geomalla. El número mínimo de geomallas es teóricamente suficiente para reforzar el suelo de relleno, pero como las geomallas están colocadas a una elevación la cual es múltiple del espesor de las capas de compactación, y no donde la fuerza del refuerzo es óptimo, entonces normalmente este número debe ser incrementado.

Las capas de geomallas deben estar espaciadas a lo largo de la altura del muro tomando en cuenta que, abajo, los esfuerzos horizontales son mayores, por lo que el espaciamiento requerido será menor que el de la parte cerca de la cresta del muro. Para muros con paneles, la primera capa de geomalla deberá ser colocada a una elevación más alta que la elevación de la base para proveer un momento resistente mayor contra el volteo de la cara del muro. En cambio, para muros con bloques de concreto, colocar una capa de geomalla en la base aumentará la estabilidad e incrementará la capacidad de carga de la cimentación.

Los siguientes números de capas de compactación (n_i) entre dos capas de geomallas son seleccionados :

$n_1, n_2, n_3, \dots, n_i, \dots, n_n$. Donde normalmente :

$$n_i \leq n_{i-1} \quad (40)$$

Las elevaciones de las capas de geomalla (h_i) y las elevaciones medias entre dos geomallas se calculan entonces :

$$h_1, h_2, h_3, \dots, h_i, \dots, h_n \quad h_i = \sum_{n=1}^i n_n \cdot s \quad (41)$$

$$m_1, m_2, m_3, \dots, m_i, \dots, m_n \quad m_i = \frac{h_i + h_{i-1}}{2} \quad (42)$$

Donde $h_0 = m_0 = 0$.

Asumimos que una sola capa de geomalla recibe una fuerza lateral horizontal total F_{gi} que es igual a la diferencia de la fuerza horizontal activa calculada de la teoría de Rankine, en las dos elevaciones medias entre la geomalla en cuestión y la de arriba y la de abajo.

$$F_{gi} = F_{hr}(m_{i-1}) - F_{hr}(m_i) \quad (43)$$

El factor de seguridad para la sobretensión de la capa de geomalla FS_{si} se calcula entonces :

$$FS_{si} = \frac{T_{des}}{F_{si}} \quad (44)$$

El factor de seguridad para la sobretensión de una capa de geomalla deberá ser calculado para todas las capas de geomalla tomando en cuenta cada elevación h_i y tipo t_j . Cuando todos los factores de seguridad contra la falla por tensión FS_{si} sean mayores que el factor de seguridad requerido FS_r , entonces el muro estará reforzado correctamente con respecto al análisis por falla a la sobretensión. Si alguno de los factores de seguridad no es mayor que el requerido, entonces el diseño deberá ser modificado siguiendo las siguientes sugerencias :

- A) Reducir el espaciamiento de la geomalla
- B) Incrementar el numero de capas de geomalla
- C) Usar una geomalla con mayor resistencia a largo plazo
- D) Usar un suelo de relleno con más fricción
- E) Combinar alguno de los puntos del A) al D) o algunas otras dependiendo de las condiciones específicas del sitio.

III.1.9.2 Análisis por falla a la extracción de la geomalla.

Una vez determinada la disposición final de las geomallas se realiza un análisis por falla a la extracción de la geomalla para verificar que las longitudes de las geomallas son apropiadas para soportar las cargas de diseño F_{di} . La línea de falla de Rankine que pasa por el pie del talud divide las longitudes en dos porciones, una cerca de la cara del muro en la cuña activa L_a , la otra empotrada detrás en el área resistente L_e como se muestra en la Fig. 5. Evidencias experimentales (Christopher et Al, 1989) muestran que, para muros verticales con refuerzos "extensibles", como las geomallas, la línea de falla es muy cercana a la de la Teoría de Rankine.

La superficie de falla puede ser definida por un plano que pasa a través del pie del talud y esta inclinado un ángulo igual a $(45 - \phi_r / 2)$ desde la vertical. La longitud activa de la geomalla L_{ai} y la longitud empotrada de la geomalla L_{ei} están dadas por :

$$L_{ai} = h_i \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_r}{2}\right) \quad (45)$$

$$L_{ei} = L_i - L_{ai} \quad (46)$$

Donde L_i es la longitud específica de la capa de geomalla a la elevación h_i .

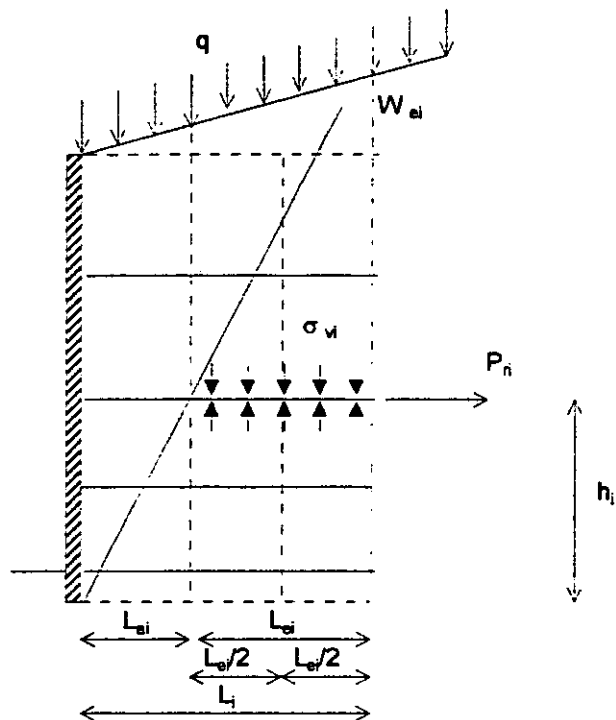


Fig. 5 Análisis de extracción de la geomalla.

La fuerza resistente a la extracción es provista por los esfuerzos cortantes entre el suelo y la geomalla y por la resistencia pasiva entre el suelo, trabado dentro de las aberturas de la geomalla, y las barras transversales de la geomalla. Las propiedades a la extracción de la geomalla están expresadas por el coeficiente de extracción suelo - geomalla (C_{po}).

Las fuerzas de extracción (P_{ni}) en las longitudes de refuerzo empotradas (L_{ei}) están dadas por:

$$P_{ni} = 2 \cdot C_{po} \cdot L_{ei} \cdot \sigma_{vi} \cdot \tan \phi_r \quad (47)$$

donde:

$$\sigma_{vi} = (h - h_i) \cdot \gamma_r + q + \frac{W_{ei}}{L_{ei}} \quad (48)$$

y

$$W_{ai} = 0.5 \cdot (L_{ai} + L_i) \cdot \tan\beta \cdot \gamma_r \cdot L_{ai} \quad (49)$$

La longitud de la geomalla L_i deberá ser siempre igual o mayor que la longitud del bloque reforzado L en la base del muro cuando la elevación de la geomalla es menor que dos tercios de la altura del muro. Luego para elevaciones de geomalla más altas, la longitud del refuerzo puede ser cuidadosamente reducida.

El factor de seguridad por extracción FS_{pi} para cada capa de geomalla se calcula de la siguiente forma :

$$FS_{pi} = \frac{P_i}{F_i} \quad (50)$$

Todos los factores de seguridad por extracción para todas las capas de geomallas deberán ser mayores que el factor de seguridad requerido por el ingeniero de diseño.

Si este no es mayor entonces los siguientes ajustes deberán ser hechos :

- A) Incrementar todas las longitudes de las geomallas.
- B) Incrementar las longitudes de las geomallas donde el factor de seguridad por extracción es bajo.
- C) Reducir el esfuerzo horizontal activo en la capa de geomalla reduciendo el espaciamiento entre geomallas.
- D) Incrementar el esfuerzo vertical σ_v en las capas de geomalla decreciendo las elevaciones de las mismas.

III.1.10 Estabilidad local de muros de contención con bloques.

Cuando el muro es construido usando bloques de concreto para la cara, se debe realizar un análisis adicional para asegurar que se consigue la estabilidad de la cara. Antes de comenzar el diseño, la siguiente información adicional debe ser conocida o determinada :

- Altura del bloque (m) H_b
- Profundidad del bloque (m) B_b
- Distancia del centro de gravedad desde la cara (m) G_b
- Inclinación del muro de contención (°) ω

• Inclinación de la base del muro (°)	α
• Resistencia cortante mínima aparente (falla y servicio) entre bloques (kN / m)	a_u, a'_u
• Resistencia cortante mínima aparente (falla y servicio) entre el bloque y la geomalla (kN / m)	a_{cs}, a'_{cs}
• Ángulo de fricción aparente (falla y servicio) entre bloques (°)	λ_u, λ'_u
• Ángulo de fricción aparente (falla y servicio) entre el bloque y la geomalla (°)	$\lambda_{cs}, \lambda'_{cs}$
• Fuerza de conexión máxima (falla y servicio) entre el refuerzo y el bloque (kN / m)	$S_{c(max)}, S'_{c(max)}$

Los valores de la resistencia cortante aparente entre bloques y entre estos y el refuerzo están determinados con pruebas de corte directo que permiten definir una relación entre la fuerza cortante en la interfase para bloques y presión normal. Las pruebas son llevadas a cabo con y sin geomallas entre las capas de bloque de concreto. La capa inferior de bloques de concreto esta restringida lateralmente, mientras que la capa superior esta sujeta a una presión vertical constante.

La interfase es cortada a una tasa constante de desplazamiento hasta que la falla ocurre.

La resistencia cortante aparente es registrada tanto para la falla y después de 10 mm de desplazamiento. Los esfuerzos cortantes resultantes son graficados contra el esfuerzo vertical aplicado y son linealmente interpolados para determinar el ángulo de fricción aparente.

Identificación visual del desempeño estructural del sistema compuesto de bloques, suelo y geomallas se determina por estabilidad local y es influenciado por procedimientos constructivos. Debe haber la suficiente fuerza de conexión y rugosidad entre el bloque y el refuerzo geosintético ; adicionalmente el refuerzo geosintético debería ser espaciado verticalmente para que las fuerzas laterales estén por debajo de la capacidad cortante de las unidades del muro.

Después de analizar los tres principales modos de falla, es necesario definir el concepto de altura máxima.

La altura máxima esta relacionada al número máximo de bloques que pueden ser estribados en una columna a una inclinación de la cara de $(\omega + \alpha)$ sin venirse abajo (Fig. 6).

La altura máxima H_h se determina por los momentos alrededor del talón de la base del muro y cuando $(\omega + \alpha) > 0$ debe ser calculado como :

$$H_h = 2 \cdot \left[(B_u - G_u - 0.5 \cdot H_u \cdot \tan \alpha) \cdot \cos \alpha \right] / \tan(\omega + \alpha) \quad (51)$$

donde : B_u = ancho del bloque

H_u = altura del bloque

G_u = distancia del centro de gravedad del bloque relleno con suelo desde la cara.

El peso por unidad de ancho de la columna de bloques usado en los siguientes capítulos está dado por :

$$W_w = H_h \cdot \gamma_u \cdot B_u \quad (52)$$

Donde γ_u = peso por unidad de volumen del bloque relleno con suelo.

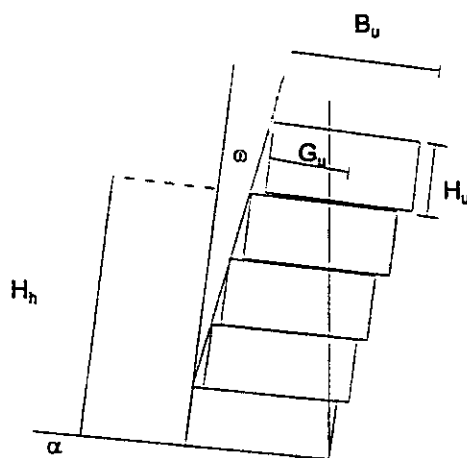


Fig. 6 Altura máxima

III.1.10.1 Fuerza de conexión en la cara.

La conexión en la cara entre el refuerzo y los bloques en cada elevación h_i debe tener suficiente fuerza de conexión para evitar el deslizamiento del refuerzo debido a las fuerzas de tensión aplicadas $F_g(i)$. Esta es una evaluación conservadora del desempeño de la conexión de la geomalla, ya que la carga de tensión máxima aplicada $F_g(i)$ en el refuerzo ocurre en la intersección con la superficie interna de falla y no detrás del muro, excepto cerca del pie del muro.

La fuerza de conexión de la geomalla $S_c(i)$ en cada elevación de refuerzo h_i es influenciada por el peso de los bloques $W_w(i)$ actuando en la interfase (Fig. 7) y puede ser expresada como :

$$S_c(i) = a_{cs} + W_w(i) \cdot \cos\alpha \cdot \tan\lambda_{cs} \quad (53)$$

$S_c(i)$ no deberá ser mayor que $S_c(\max)$. Cualquiera de los dos estados, de falla o de servicio, pueden ser usados dependiendo de que tan crítica sea la estructura.

La adecuada fuerza de conexión en cualquier elevación de capa de geomalla se determina comparándola con la carga de tensión máxima aplicada en el refuerzo $F_g(i)$ utilizando la siguiente expresión :

$$FS_{cs}(i) = [S_c(i) \cdot \cos \alpha] / F_g(i) \quad (54)$$

Donde $FS_{cs}(i)$ es el factor de seguridad de la fuerza de conexión de la geomalla.

La magnitud del $FS_{cs}(i)$ puede ser incrementado reduciendo el espaciamiento vertical del refuerzo.

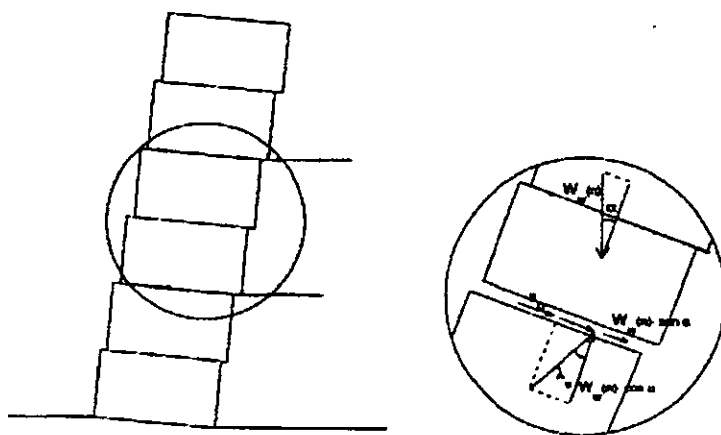


Fig. 7 Fuerza de conexión en la cara.

III.1.10.2 Resistencia contra la aparición de una protuberancia en la cara muro.

La aparición de una protuberancia en la cara del muro ocurre cuando un bloque no mantiene su posición relativa con respecto al bloque de arriba o de abajo. La posición relativa de un bloque con respecto a otros se mantiene por medio de la resistencia cortante. Por lo tanto, para muros de suelo reforzado, todas las unidades deben tener suficiente fuerza cortante para resistir la presión de tierra horizontal teórica aplicada entre las capas de refuerzo. La resistencia a la aparición de una protuberancia esta dada por la magnitud de presión lateral aplicada, el espaciamiento vertical del refuerzo y la capacidad cortante entre bloques.

Con referencia a la Fig. 8 la capacidad cortante $V_h(i)$ actuando en cualquier interfase es controlada por el peso de los bloques $W_w(i)$ actuando en la interfase e implementando la altura máxima.

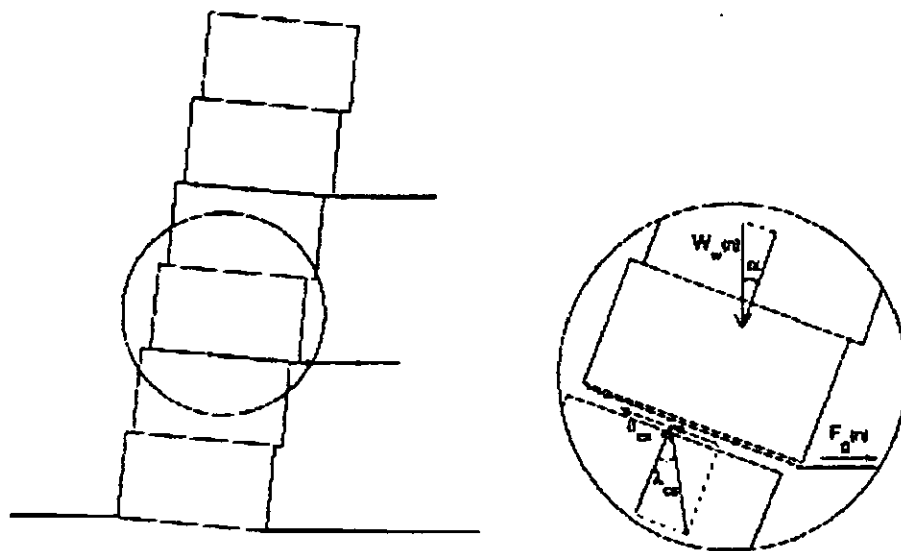


Fig. 8 Protuberancia en la cara del muro.

$$V_h(i) = a_v + W_w(i) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \lambda + W_w(i) \cdot \sin \alpha \quad (55)$$

Cualquiera de las condiciones de falla o de servicio pueden ser utilizadas, dependiendo de que tan crítica es la estructura.

Las fuerzas horizontales totales de la tierra $F_b(i)$ son calculadas utilizando la ecuación (24) para cada altura intermedia del muro m_i .

La fuerza máxima de tensión aplicada en cada capa de refuerzo $F_g(i)$ debe ser calculada con la ecuación (28).

$$FS_{fb}(i) = (V_h \cdot \cos \alpha) / \left\{ F_b(i) - [F_g(i+1) + F_g(i+2) + \dots + F_g(n)] \right\} \quad (56)$$

Donde $FS_{fb}(i)$ es el factor de seguridad.

La magnitud de $FS(i)$ puede ser incrementada cambiando el espaciamiento vertical o incrementando el número de capas de geomalla.

III.1.10.3 Número máximo de bloques sin refuerzo.

Los bloques arriba de la elevación reforzada más alta deben ser examinados para asegurar que actuarán como un muro de contención. La evaluación de la parte superior de la altura del muro sin refuerzo, por falla al deslizamiento y al volteo se realiza de la misma manera que el análisis convencional para muros.

Considerando a la componente horizontal F_{th} de la fuerza activa F_b actuando en la altura sin refuerzo del muro, y la capacidad cortante $V_b(i)$ actuando en la última capa de refuerzo, tenemos que

$$FS_{sc} = V_b / F_{th} \quad (57)$$

La resistencia contra el volteo alrededor del pie del muro se evalúa calculando un factor de seguridad FS_o como el cociente de la sumatoria de momentos resistentes entre la sumatoria de los momentos actuantes con respecto al pie del talud del muro sin refuerzo :

$$FS_o = M_r / M_d \quad (58)$$

En caso de presentarse valores inaceptables para FS_{sc} y FS_o , es posible reducir la altura del muro sin refuerzo por medio de incorporar una capa adicional de refuerzo cerca de la corona del muro teniendo una longitud del 70 % de la altura.

III.1.11 Análisis de estabilidad global.

El movimiento general de la masa de la estructura del muro y la masa del suelo adyacente es llamada falla de estabilidad global. Con referencia a la Fig. 9, el factor de seguridad para un muro de contención de suelo reforzado puede ser calculado como :

$$FS_{gl} = (M_s + M_g) / M_o = FS_o + M_g / M_o \quad (59)$$

donde :

M_s : Momento estabilizador debido a la resistencia cortante del suelo ;

M_g : Momento estabilizador debido a las fuerzas de tensión de las geomallas ;

M_o : Momento desestabilizador ;

FS_o : Factor de seguridad para el muro sin refuerzo (sin geomalla)

M_s , M_o y FS_o pueden ser calculadas utilizando el Método Modificado de Bishop de dovelas o cualquier otro método similar (Janbon, Morgensten - Price, etc.).

El momento estabilizador debido a la fuerza de tensión de las geomallas puede ser calculado como :

$$M_s = \sum_i F_{ai}(x) \cdot b_i \quad (60)$$

donde :

$F_{ai}(x)$ = fuerza de tensión en la i - ésima capa de geomalla, en el punto donde la superficie de falla corta la geomalla ;

b_i = brazo de la fuerza de tensión de la geomalla.

El factor de seguridad por estabilidad global deberá ser de entre 1.3 y 1.5.

La Fig. 9 muestra la envolvente de $F_{ai}(x)$ que es normalmente adoptada para este cálculo (Rimoldi & Ricciuti, 1992).

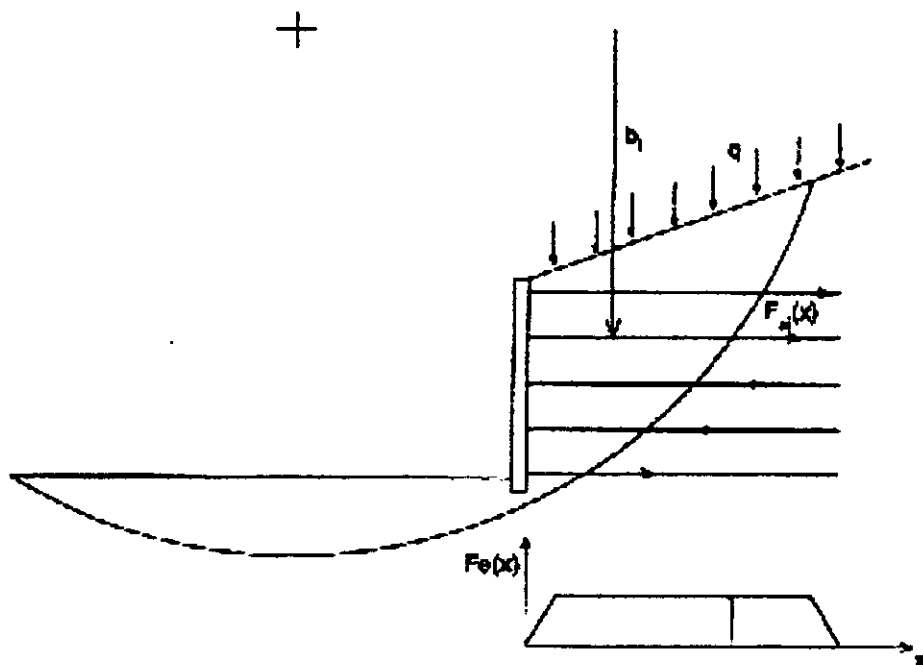


Fig. 9 - Análisis de estabilidad global.

III.2 Diseño de taludes de suelo reforzado.

III.2.1 Geomallas y suelo reforzado.

El suelo reforzado es un material compuesto que combina la típica resistencia de dos diferentes materiales con el objeto de reducir la debilidad de cada uno. Particularmente, una cantidad relativamente grande de un material barato y resistente a la compresión, el suelo, es mejorado en sus características mecánicas con la combinación de un cantidad relativamente pequeña de un material más caro y muy resistente a la tensión, las geomallas. De esta forma una sinergia es desarrollada entre la resistencia a la tensión y a la compresión de los dos materiales : este hecho mejora las características globales del material compuesto, del mismo modo que el concreto y el acero. (Fig. 10).

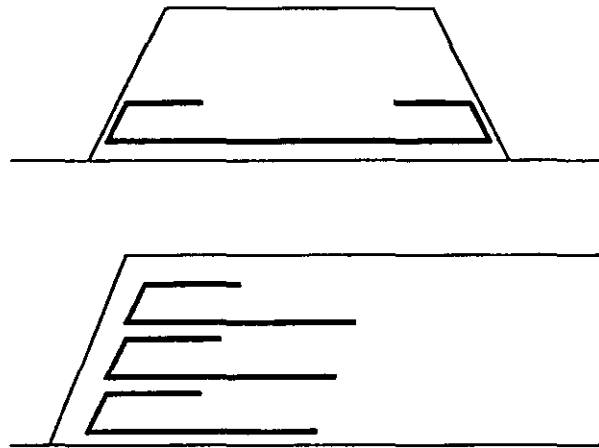


Fig. 10 Refuerzo típico de base y taludes para un terraplén.

Un número relevante de proyectos han sido realizados en todo el mundo, permitiendo así el desarrollo de técnicas de diseño y construcción del suelo reforzado.

III.2.2 Teoría básica del suelo reforzado.

Un simple modelo ayuda a explicar el principio en el cual la técnica de suelo reforzado esta basada (Jewell, 1980).

Consideremos el elemento de suelo de la Fig. 11a, el cual es parte de una masa infinita de suelo. La aplicación de un esfuerzo vertical σ_v causa una deformación en el elemento y el consecuente esfuerzo horizontal σ_h causado por la compresión lateral sufrida por el suelo adyacente. Horizontalmente el elemento de suelo sufre una deformación por tensión ϵ_h , la cual es una de las principales causas de la falla local.

Cuando un elemento de refuerzo se coloca en el suelo (Fig. 11b), la aplicación del esfuerzo vertical es seguido por la deformación del elemento del suelo y la extensión del refuerzo.

Esta extensión entonces genera un fuerza de tensión T en el refuerzo, la cual en cambio, produce un esfuerzo horizontal σ_h^* . Este esfuerzo, el cual también provee una acción de confinamiento con las granos del suelo, contribuye enormemente a resistir las fuerzas horizontales y reducir las deformaciones horizontales.

Por lo tanto la inclusión de una geomalla dentro de la masa del suelo reduce los esfuerzos y las deformaciones aplicadas al suelo ; o bien, por otro lado, el esfuerzo vertical σ_v aplicado a la masa del suelo puede ser incrementado, comparado con un suelo sin refuerzo, con las mismas deformaciones.

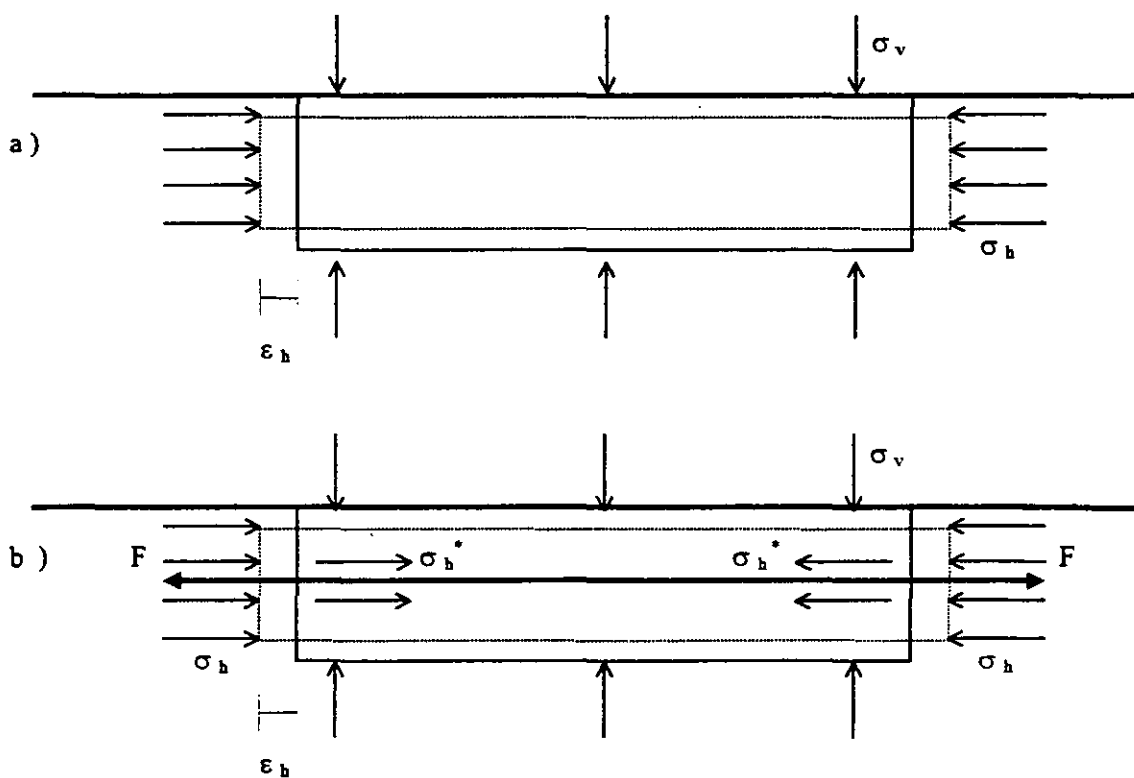


Fig. 11 Esfuerzos y deformaciones en elementos de suelo sin refuerzo y con refuerzo.

Con referencia a la resistencia al esfuerzo cortante, y de acuerdo a la Fig. 12 en un elemento de suelo no cohesivo, tenemos que :

$$(\tau_{yx})_{max} = \sigma_y \cdot \tan \phi_{max} \quad (61)$$

donde : ϕ_{max} = máximo ángulo de fricción interna del suelo ;

$(\tau_{yx})_{max}$ = máximo esfuerzo cortante efectivo del suelo.

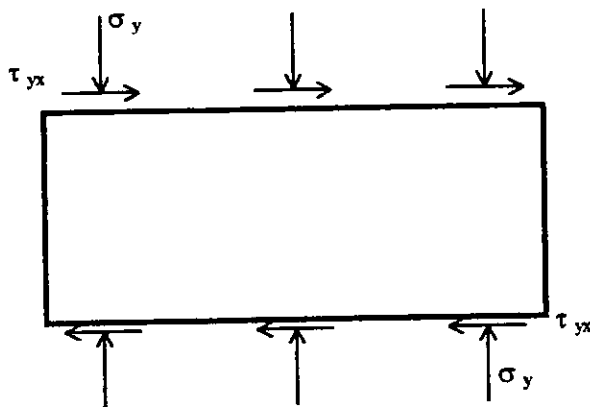


Fig. 12 Esfuerzos cortantes en un elemento de suelo sin refuerzo.

Cuando el elemento de suelo es cruzado por un elemento de refuerzo, el cual forma un ángulo θ con la dirección cortante (Fig. 13), el estado de esfuerzos es modificado debido a que la tensión T genera un esfuerzo cortante producido por la componente tangencial T sen θ , mientras que la componente normal T cos θ genera otra τ'_{yx} causada por el ángulo de fricción ϕ_{max} en el suelo (Jewell, 1980).

Por lo tanto :

$$(\tau_{yx})_{max} = \sigma_{yr} \cdot \tan \phi_{max} + \left(\frac{T}{A_s} \right) \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi_{max} + \left(\frac{T}{A_s} \right) \cdot \text{sen } \theta \quad (62)$$

Resistencia	Resistencia	Esfuerzo cortante	Esfuerzo cortante
Cortante	Cortante	causado por la	causado por la
Total	del suelo	componente normal de T	componente tangencial de T

donde : A_s = Área del elemento de suelo

$(\tau_{yx})_{max}$ = Máximo esfuerzo cortante efectivo del suelo reforzado

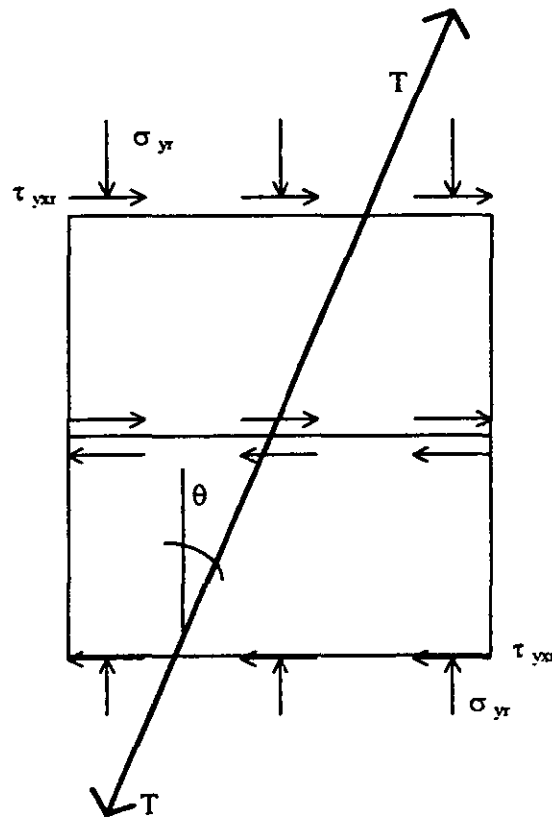


Fig. 13 Esfuerzos cortantes en un elemento de suelo reforzado

Así que el esfuerzo normal en el elemento de suelo es incrementado por :

$$\sigma'_y = \left(\frac{T}{A_s} \right) \cdot \cos \theta \quad (63)$$

mientras que el esfuerzo cortante máximo que el suelo puede soportar se incrementa.

Las principales ventajas de las estructuras de suelo reforzado son las siguientes :

- Menor costo global : la posibilidad de construir con taludes más inclinados reduce la cantidad de material necesaria para un terraplén ;
- Además, es posible utilizar materiales de menor calidad y por lo tanto más baratos ;
- Mejora la estabilidad : el refuerzo garantiza un incremento en el factor de seguridad, aun en zonas sísmicas ;
- Es posible construir directamente en suelos con baja capacidad de carga ;
- El refuerzo en la base permite construir sobre suelos blandos, que normalmente hubieran requerido una consolidación preliminar y mucha precaución durante la construcción.

III.2.3 Taludes reforzados : Definición y planteamiento del problema.

Para un suelo de relleno uniforme existe un ángulo de talud límite β_{lim} al cual un talud sin refuerzo puede ser construido.

Para el caso de un suelo seco no cohesivo, el ángulo límite del talud es igual al ángulo de fricción interna del suelo :

$$\beta_{lim} = \phi$$

Un talud pronunciado es aquel que tiene un ángulo mayor que su ángulo límite ; para construir un terraplén con taludes pronunciados es necesario proveer algunas fuerzas adicionales para mantener el equilibrio. El método más sencillo es colocar horizontalmente algunas capas de refuerzo en el talud de tal manera que los refuerzos puedan resistir las fuerzas horizontales, y de esta forma incrementar el esfuerzo cortante permisible. Las fuerzas que deben de aplicarse al suelo para mantener el equilibrio pueden ser traducidas en una fuerza resultante que trabaja en dirección horizontal, esa es la dirección de los refuerzos.

La fuerza resultante T puede ser expresada con la siguiente ecuación (Jewell, 1991) :

$$T = \frac{1}{2} K \gamma H^2 \quad (64)$$

donde : H = altura del talud [m]

γ = peso unitario del suelo [kN / m³]

K = coeficiente de presión de tierra equivalente, el cual depende del ángulo del talud, parámetros de resistencia del suelo c' y ϕ' y del coeficiente de presión de poro $r_u = u / (\gamma z)$

Para el caso de muro vertical, el coeficiente K es igual al coeficiente activo de presión de tierras K_a ; cuando β se encuentra entre ϕ y 90° , K tiene un valor entre 0 y K_a .

III.2.4 Fuerzas requeridas y existentes.

Las fuerzas adicionales requeridas para proveer equilibrio a un talud pronunciado, con un adecuado margen de seguridad con respecto a cualquier mecanismo potencial de falla, puede ser determinado con un análisis de equilibrio límite. Este análisis consiste en considerar los posibles superficies de falla en el suelo y comparar, en cada una de ellas, los esfuerzos cortantes activos y resistentes en el suelo.

El factor de seguridad es calculado como la relación de la máxima fuerza cortante resistente provista por el suelo un instante antes de la falla (esta es la condición del equilibrio límite) y la fuerza activa desarrollada en realidad en la superficie considerada.

Una extensa investigación permite encontrar la superficie la cual permite el mínimo factor de seguridad, el cual debe ser comparado con el requerido por la necesidades del diseño.

Pruebas de laboratorio (Binnie & Partners, 1982) permiten afirmar que el método del análisis de equilibrio límite, también llamado "método de la cuña de dos partes" da los mejores resultados en términos de precisión contra tiempo requerido de cálculo. Este método permite determinar las fuerzas requeridas para el equilibrio, tomando en cuenta la geometría del talud, las propiedades geotécnicas del suelo, la presión de poro u , y la sobrecarga.

Las capas de refuerzo son calculadas de tal forma que provean la fuerzas requeridas ; es entonces posible definir la envolvente de la fuerza máxima disponible en cada capa, la cual depende de las fuerzas entre el refuerzo y el suelo, de las propiedades del refuerzo y de la deformaciones por tensión compatibles con la funcionalidad del trabajo.

El diagrama de las fuerzas disponibles debe cubrir el diagrama de las fuerzas requeridas, como se muestra en la Fig. 14.

Una vez definido el tipo de refuerzo, en nuestro caso las geomallas, el objeto del diseño es entonces proveer suficientes capas de refuerzo, distribuidas de tal forma que en cada punto de cada capa la fuerza disponible es mayor que la fuerza requerida, con el predeterminado factor de seguridad.

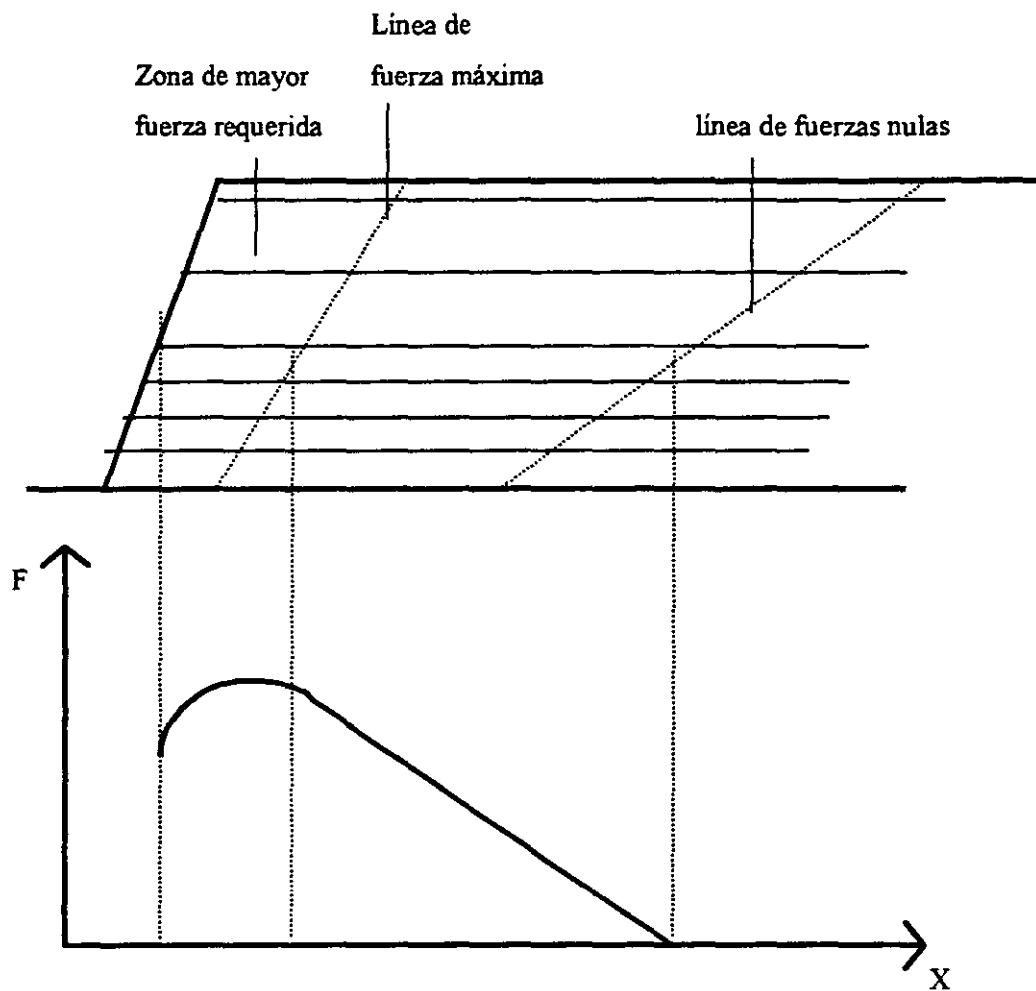


Fig. 14 Distribución horizontal de la fuerza requerida para equilibrio.

III.2.5 Distribución de las fuerzas máximas requeridas.

La fuerza horizontal resultante requerida para mantener el equilibrio en cada caso particular de mecanismos de deslizamiento puede ser calculada aplicando las mismas fuerzas externas al talud suponiendo que el talud se encuentra en condiciones de equilibrio, considerando un valor fijo del esfuerzo cortante presente en el suelo.

El análisis de todo el rango de mecanismos potenciales de deslizamiento permite establecer dos superficies particulares dentro del talud que están definidas como la línea de fuerzas nulas y la línea de máxima fuerza. La línea de fuerzas nulas, define la parte del suelo en donde las capas de refuerzo se requieren para mantener el equilibrio. La línea de fuerza máxima es la línea que conecta los puntos donde

la fuerza requerida es máxima ; normalmente esta línea pasa por el pie del talud. Estas dos líneas indican una zona en la cual se requieren fuerzas externas con valores altos y una zona de fuerza requerida decreciente, como se muestra en la Fig. 14.

Para cada superficie particular de deslizamiento, la fuerza resultante requerida para el equilibrio depende del cuadrado de la profundidad debajo de la cresta a la cual la superficie de falla emerge a lo largo del talud ; tenemos que :

$$T = \frac{1}{2} K \gamma (z_i)^2 \quad (65)$$

Si consideramos dos superficies de deslizamiento muy cercanas (Fig. 15) emergiendo a una profundidad dz una de la otra y asumimos como constante el esfuerzo horizontal σ_r , requerido en dz , tenemos que :

$$\sigma_r = \frac{dT}{dz} \quad (66)$$

Pero σ_r debe equilibrar el empuje horizontal del suelo σ_h , por lo tanto debe ser :

$$\sigma_r = \sigma_h = k \gamma z \quad (67)$$

Las capas de refuerzo están diseñadas normalmente para soportar cada una la misma fuerza P ; por lo tanto tenemos que :

$$dT = \text{constante} = P \quad (68)$$

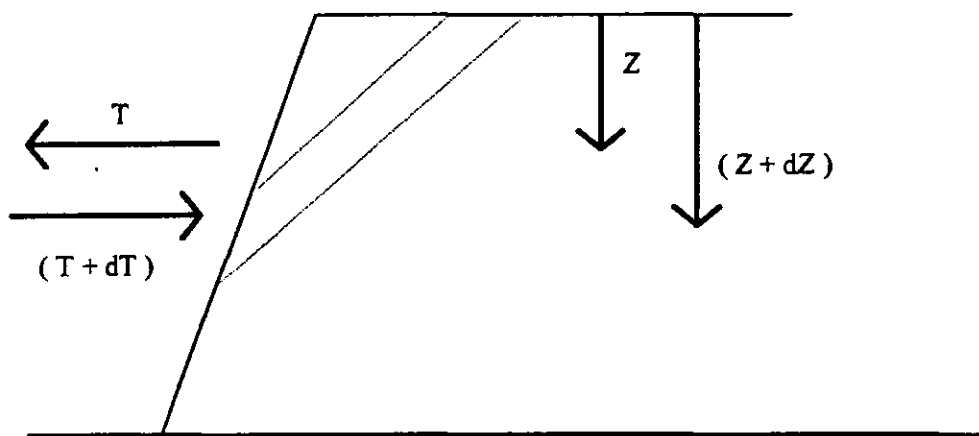


Fig. 15 Variación vertical de la fuerza requerida.

Para obtener esta fuerza uniforme en el refuerzo entonces debemos establecer el espaciamiento vertical S_v de las capas de refuerzo, de tal forma que se satisfaga la ecuación (66); por lo tanto sustituyendo la ecuación (68) en (66) tenemos :

$$\sigma_r = \frac{P}{S_v} \quad (69)$$

Tomando en cuenta la ecuación (67) tenemos :

$$S_v = \frac{P}{K \cdot \gamma \cdot z} \quad (70)$$

Por lo que el espaciamiento vertical debe ser reducido conforme la profundidad z se incrementa debajo de la cresta del talud.

III.2.6 Fuerzas disponibles y permisibles.

El valor de la fuerza disponible en un punto a lo largo de la capa de refuerzo depende tanto de las propiedades del refuerzo como de los esfuerzos resultantes ahí movilizados. Los esfuerzos resultantes son importantes para prevenir dos posibles mecanismos de falla (Jewell et Al., 1984) : El deslizamiento directo a lo largo del refuerzo y la extracción del refuerzo, ambos causados por el empuje del suelo detrás del bloque reforzado, como se muestra en la Fig. 16 y 17.

En el caso de la Fig. 16 la resistencia al deslizamiento directo a lo largo del refuerzo es una combinación de los esfuerzos cortantes en la interfase entre el suelo y el área sólida de las geomallas y los esfuerzos cortantes ocasionados por el contacto del suelo con el suelo a través de las aberturas de la geomalla. El esfuerzo cortante resistente esta dado por :

$$\tau_{ds} = \sigma_n' \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi' \quad (71)$$

donde :

τ_{ds} = esfuerzo cortante resistente al deslizamiento directo

σ_n' = esfuerzo normal efectivo en el refuerzo

f_{ds} = factor de deslizamiento directo

ϕ' = ángulo de fricción del suelo (de pruebas de corte directo)

La fuerza resistente del refuerzo esta dada por :

$$T_{ds} = L B \tau_{ds} \quad (72)$$

Los valores tipicos de f_{ds} para diferentes tipos de suelo y geomallas varia entre $0.70 \div 1.00$ los cuales se encuentran en la Tab. 5.

GRAVA	$0.95 \div 1.00$
ARENA	$0.92 \div 0.98$
LIMO	$0.80 \div 0.90$
ARCILLA	$0.70 \div 0.80$

Tab. 5 Valores tipicos del coeficiente de corte directo suelo - geomalla f_{ds}

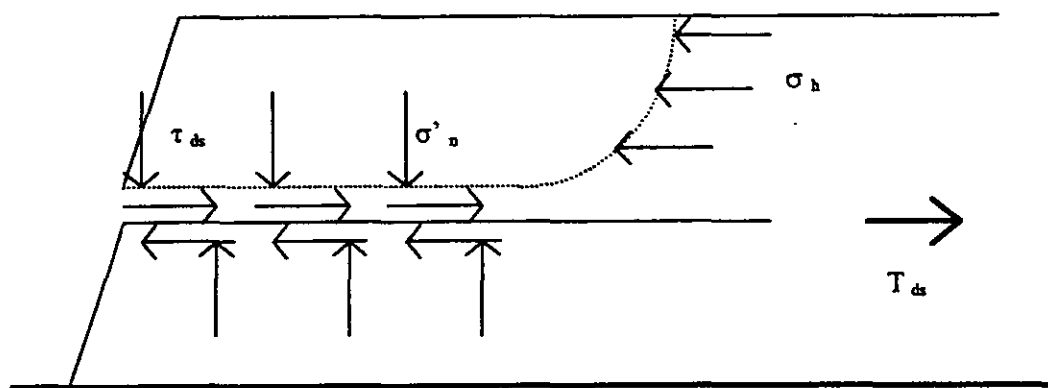


Fig. 16 Deslizamiento directo sobre una capa de refuerzo.

En el caso de la Fig. 17 el esfuerzo cortante resistente a la extracción de la geomalla es :

$$\tau_b = \sigma'_n \cdot f_{po} \cdot \tan \phi' \quad (73)$$

donde :

f_{po} = factor de extracción

La fuerza máxima resistente en el refuerzo será :

$$T_b = 2 L B \tau_b \quad (74)$$

donde : L, B = largo y ancho del refuerzo en la zona de anclaje.

Los valores típicos de f_{po} varían entre 0.8 y 1.05 y se encuentran en la tabla siguiente (Tab. 6) :

GRAVA	0.90 ÷ 1.05
ARENA	0.75 ÷ 0.95
LIMO	0.70 ÷ 0.90
ARCILLA	0.60 ÷ 0.85

Tab. 6 Valores típicos del coeficiente de extracción suelo - geomalla f_{po}

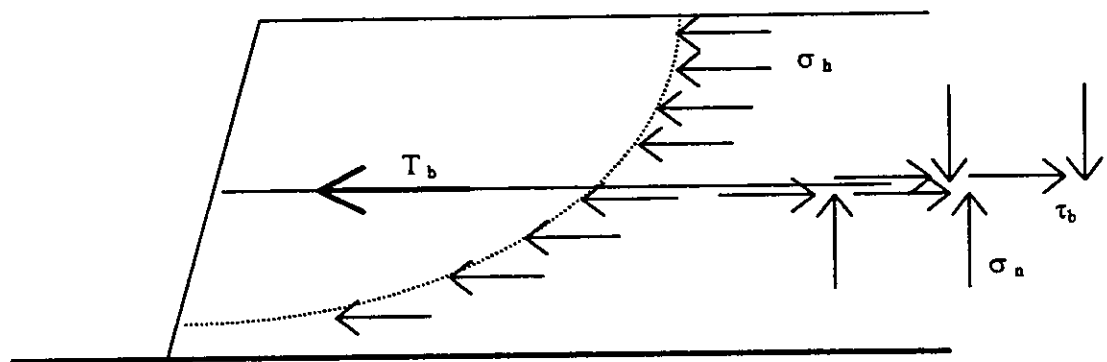


Fig. 17 Extracción del refuerzo

Si cada geomalla debe soportar la misma fuerza de diseño P, la longitud del anclaje es, para los dos casos :

$$L_a = \frac{P}{B \cdot \tau_{ds}} \quad (75)$$

$$L_b = \frac{P}{2 \cdot B \cdot \tau_{ds}} \quad (76)$$

Estas longitudes son normalmente menores que 1 metro para geomallas.

La fuerza máxima permisible P la rige la resistencia del refuerzo o la fuerza en la geomalla correspondiente a las deformaciones máximas compatibles con la funcionalidad. La resistencia permisible de las geomallas es determinada como una fracción de la fuerza última T_{ult} entre un factor de seguridad FS_{grid} :

$$T_{allow} = \frac{T_{ult}}{FS_{grid}} \quad (77)$$

FS_{grid} será obtenido mediante la multiplicación de muchos factores de seguridad parciales (Koerner, 1994) :

$$FS_{grid} = FS_{creep} \cdot FS_{construction} \cdot FS_{chemical} \cdot FS_{biological} \cdot FS_{junction} \quad (78)$$

Los valores sugeridos para los factores de seguridad parciales para las geomallas están resumidos en las Tab. 7 y 8.

TIPO DE SUELO	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS	$FS_{construction}$
limo y arcilla	< 0.06 mm	1.00
arena fina y media	0.06 ÷ 0.6 mm	1.00
arena gruesa y grava fina	0.6 ÷ 6 mm	1.00
grava triturada	6 ÷ 60 mm	1.10
balasto y piedras angulosas		1.10

Tab. 7 $FS_{construction}$ para diferentes tipos de suelos

$FS_{junction}$	1.00
$FS_{chemical}$	1.00
$FS_{biological}$	1.00
FS_{creep}	2.6 ÷ 2.8

Tab. 8 Factores de seguridad sugeridos para geomallas.

$FS_{junction}$ es igual a 1.00 debido a que las propiedades de las geomallas son evaluadas mediante pruebas en los nodos.

Los factores de seguridad químicos y biológicos son iguales a 1.00 debido a las características del polietileno de alta densidad HDPE (high density polyethylene), el cual es un polímero inerte resistente al ataque de elementos químicos y biológicos.

El factor de seguridad por construcción ($FS_{construction}$) es función de las imperfecciones durante la colocación, los daños durante el transporte, almacenamiento, construcción y del tipo de suelo que se utilice en el relleno (Wright & Greenwood, 1993).

Por lo tanto la relación de T_{ult} entre FS_{creep} es la fuerza de diseño a largo plazo LTDS (Long Term Design Strength) de la geomalla.

La fuerza de diseño a largo plazo está en función del fenómeno del creep en las geomallas, el cual tiene una importancia cada vez mayor en relación a la vida útil del proyecto; se determina mediante pruebas de laboratorio (Montanelli & Rimoldi, 1993).

La resistencia de diseño P se determina como una fracción de la resistencia permisible T_{allow} entre un factor de seguridad por diseño (FS_{design}), el cual varía entre 1.05 y 1.5.

III.2.7 Criterio de diseño.

El problema de diseño para un talud reforzado puede ser planteado de la siguiente manera: una vez la geometría del talud es definida, la sobrecarga determinada, las características geotécnicas del suelo conocidas y la resistencia de diseño P de las geomallas establecida, debemos encontrar la cantidad, la posición vertical y la longitud de las capas de refuerzo requeridas para proveer equilibrio a cada mecanismo de falla posible.

El criterio para determinar las incógnitas del problema (cantidad, posición, longitud de las capas) es:

- 1) Cada capa de refuerzo debe proveer la fuerza suficiente para soportar el esfuerzo horizontal en la zona del suelo de su competencia, causado por los empujes del suelo sin refuerzo detrás de la capa.

Refiriéndonos a la Fig. 18, el espaciamiento vertical S_v tendrá que satisfacer la condición:

$$P > S_v \sigma_h \quad (79)$$

con:

$$\sigma_h = k \sigma_v \quad (80)$$

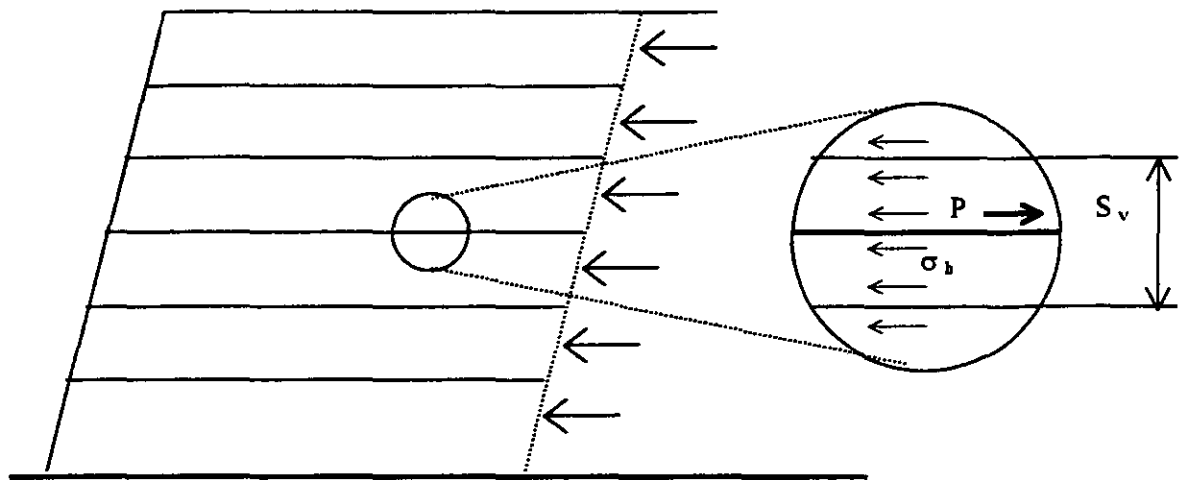


Fig. 18 Equilibrio local para una capa de refuerzo.

- 2) Cerca de la cresta del talud la longitud de la geomalla debe soportar por completo la fuerza de diseño P ; como se muestra en la Fig. 19, de hecho, si las capas superiores tuvieran una longitud insuficiente, las capas inferiores deberán resistir cargas mayores, eso se convertiría en excesivo y peligroso. Esto significa que la longitud de anclaje en la cresta deberá ser suficiente para evitar la extracción de la geomalla cuando este sujeta a fuerzas de tensión iguales a P .

La longitud insuficiente causa una pérdida de unión con el suelo; un movimiento de la línea de fuerzas máximas se presenta.

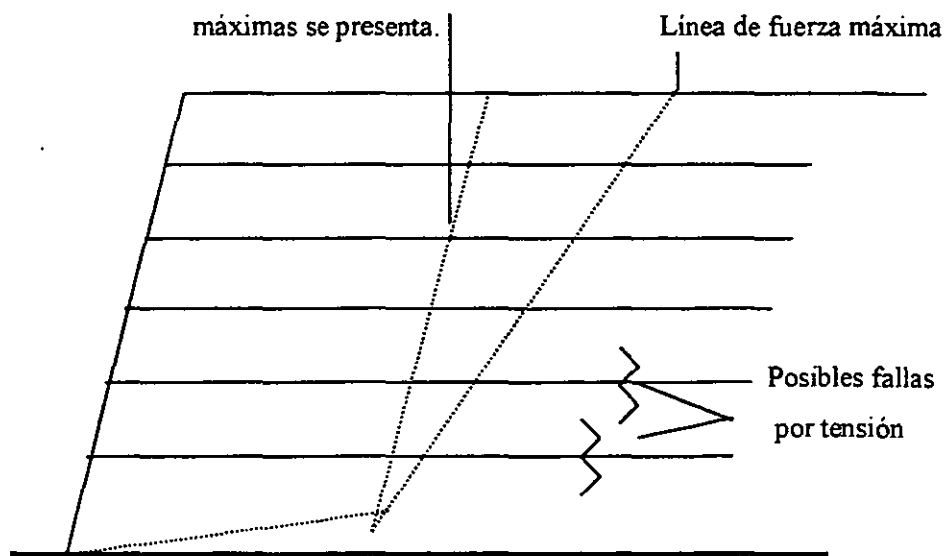


Fig. 19 Longitud de refuerzo insuficiente cerca de la cresta del talud.

- 3) Longitud insuficiente cerca de la base del talud provocará un deslizamiento de la zona reforzada a lo largo de la interfase entre el suelo y la capa de refuerzo (ver Fig. 20). Por lo tanto la longitud de la geomalla en la base deberá ser lo suficiente para evitar el deslizamiento directo en cualquier capa de geomalla.

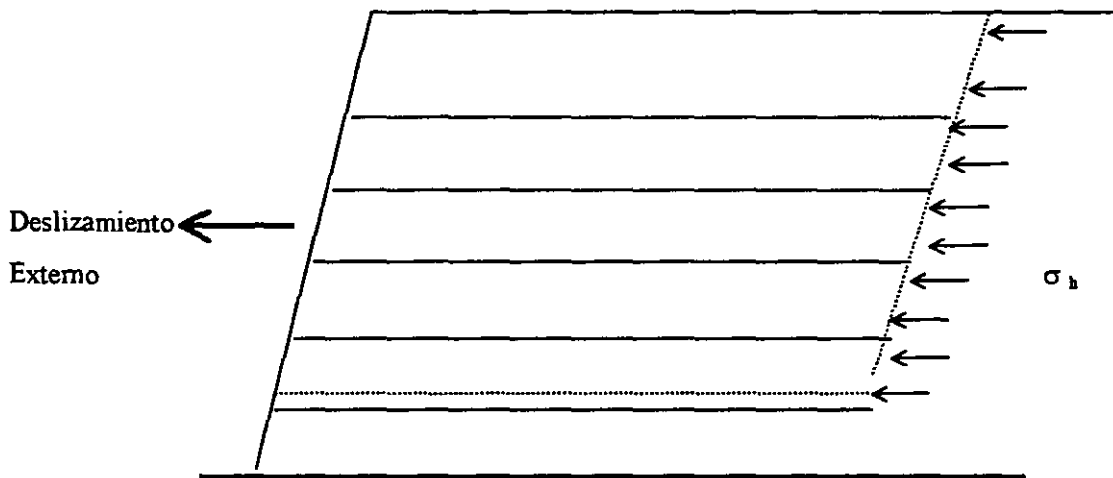


Fig. 20 Deslizamiento en la interfase del suelo - geomalla.

- 4) La zona de refuerzo, actuando como un bloque rígido deberá ser lo suficientemente grande para resistir el empuje externo, sin desarrollar ningún esfuerzo efectivo vertical de tensión en la base, como se muestra en la Fig. 21.

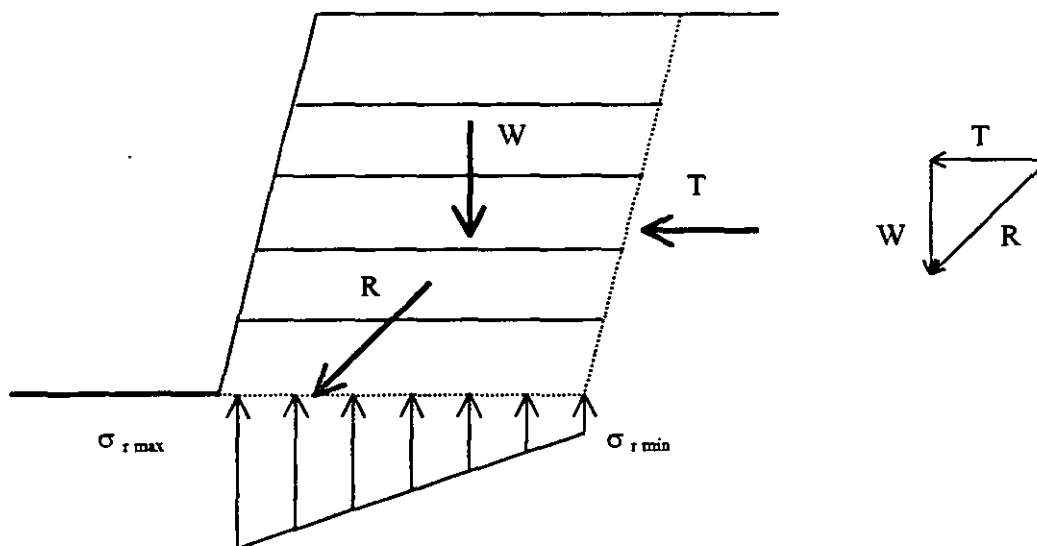


Fig. 21 Equilibrio en la zona de refuerzo, trabajando como un bloque rígido.

5) La distribución de las capas de refuerzo deberá satisfacer el equilibrio para cada mecanismo de falla posible aún manteniéndose debajo de la fuerza de diseño P. Los mecanismos posibles de falla podrán ser en un plano, multi - cuñas, circular o logarítmico.

Investigaciones extensas sugieren que la fuerza de equilibrio de un mecanismo de cuñas de dos partes puede ser usada para determinar la fuerza resultante máxima requerida para el equilibrio con suficiente exactitud (ver Fig. 22). Entonces debemos encontrar el mecanismo de cuñas de dos partes crítico que da la máxima fuerza requerida y diseñar el refuerzo en base a la fuerza máxima requerida y la fuerza de diseño P.

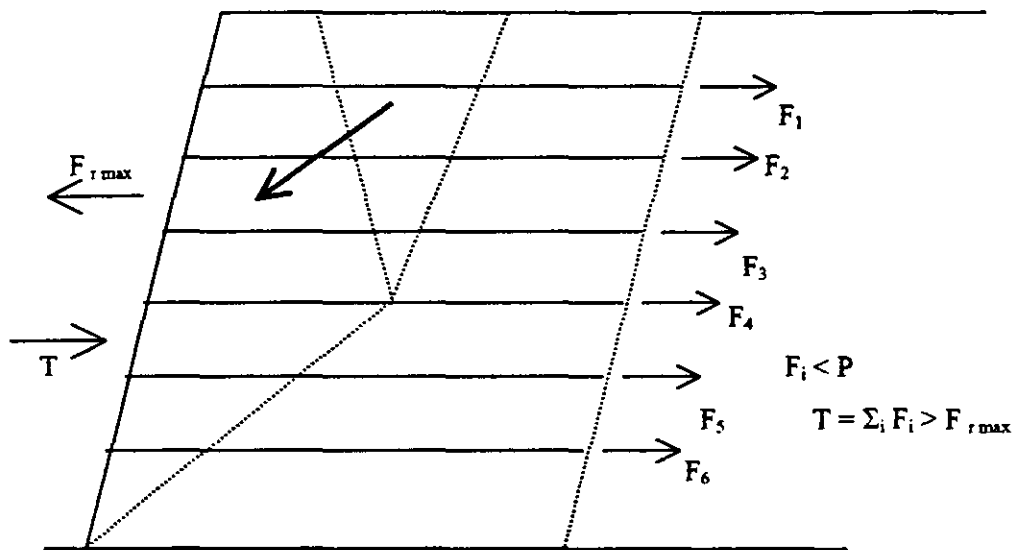


Fig. 22 Mecanismo de cuña de dos partes.

III.2.8 Fuerza resultante requerida.

La determinación de la fuerza resultante requerida para el equilibrio es esencialmente un problema de presión de tierra y puede ser conveniente utilizar el método de equilibrio límite basado en el mecanismo de cuña de dos partes.

En referencia a la Fig. 23, los pasos de este procedimiento son :

- Establecer el nodo de los dos bloques para que el ángulo θ_1 esté establecido.
- Sistemáticamente variar el ángulo θ_2 e imponiendo el equilibrio de fuerzas, calcular la fuerza requerida T , de tal forma que la fuerza máxima requerida se obtenga para cada mecanismo posible con el previo nodo establecido.
- Repetir el cálculo para todos los posibles nodos hasta que la fuerza resultante máxima requerida T_{\max} sea encontrada.

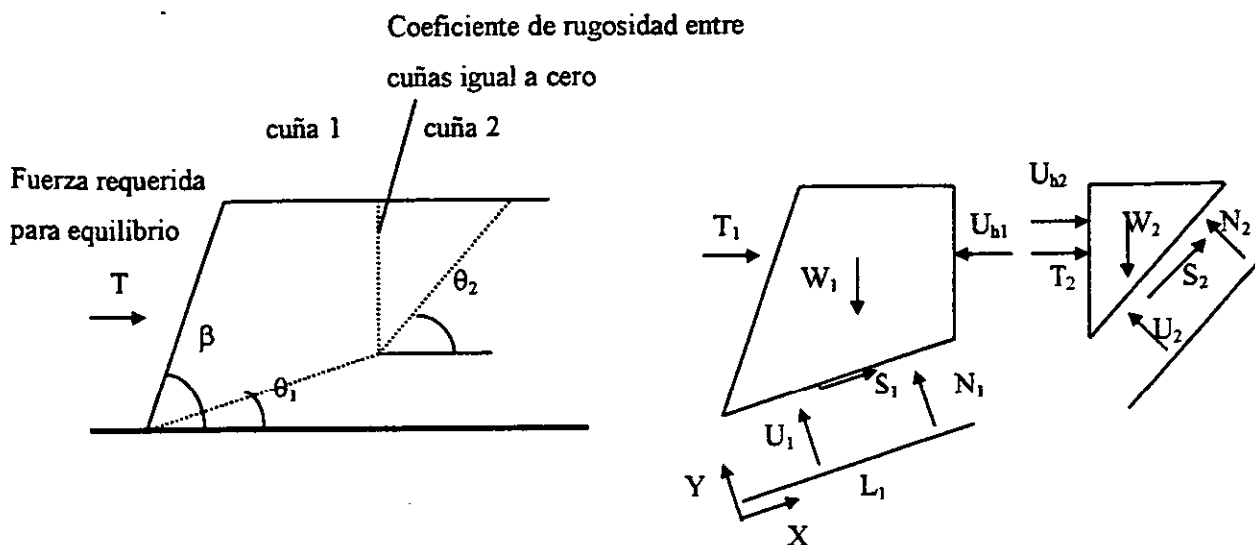


Fig. 23 Cálculo de la fuerza resultante máxima requerida por el mecanismo de cuñas de dos partes.

Siempre refiriéndonos a la Fig. 23, tenemos que :

$$U_{h1} = - U_{h2} \quad (81)$$

$$T_1 = \frac{W_1 \cdot (\tan \theta_1 - \tan \phi') - \left(c' \cdot \frac{l_1}{\cos \theta_1} \right) + U_1 \cdot \frac{\tan \phi'}{\cos \theta_1}}{1 + \tan \theta_1 \cdot \tan \phi'} + U_{h1} \quad (82)$$

$$T_2 = \frac{W_2 \cdot (\tan \theta_2 - \tan \phi') - \left(c' \cdot \frac{l_2}{\cos \theta_2} \right) + U_2 \cdot \frac{\tan \phi'}{\cos \theta_2}}{1 + \tan \theta_2 \cdot \tan \phi'} + U_{h2} \quad (83)$$

$$T = T_1 + T_2 \quad (84)$$

Con : c', ϕ' = cohesión efectiva y ángulo de fricción del suelo.

Nótese que gracias a las ecuaciones (82), (83), (84) podemos escribir :

$$T = W \cdot f_1 \cdot (\phi', \theta_1, \theta_2) - c' \cdot f_2 \cdot (\phi', \theta_1, \theta_2, l_1, l_2) + u \cdot f_3 \cdot (\phi', \theta_1, \theta_2) \quad (85)$$

Con : f_1, f_2, f_3 = funciones de los parámetros entre paréntesis.

T puede ser expresada en términos de un coeficiente de presión de tierra K , utilizando una ecuación como la de presión activa de Rankine.

$$T = \frac{1}{2} K \gamma H^2 \quad (86)$$

Con :

K = coeficiente de presión de tierra en términos de β, ϕ

γ = peso unitario del suelo

H = altura del talud

También podríamos escribir :

$$\frac{T}{\gamma} = \frac{W}{\gamma} \cdot f_1(\phi', \theta_1, \theta_2) - \frac{c'}{\gamma} \cdot f_2(\phi', \theta_1, \theta_2, l_1, l_2) + \frac{u}{\gamma} \cdot f_3(\phi', \theta_1, \theta_2) \quad (87)$$

pero :

$$\frac{W}{\gamma} = V = A \cdot 1 \text{ metro}$$

Siendo V = volumen de las dos cuñas

A = área de la sección vertical de las dos cuñas

Si establecemos :

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot H} = \text{coeficiente de presión de poro}$$

$$c' = 0$$

la ecuación (87) se convierte en :

$$\frac{T}{\gamma} = A \cdot f_1(\phi', \theta_1, \theta_2) + r_u \cdot f_3'(\phi', \theta_1, \theta_2) \quad (88)$$

con : f_3' = función de los parámetros entre paréntesis.

En base a las ecuaciones (66) y (68), resulta que :

$$K = \frac{2}{H^2} \cdot \frac{T}{\gamma} \quad (89)$$

Si establecemos $H = 1$, finalmente tenemos que :

$$K = 2 \cdot \frac{T}{\gamma} \quad (90)$$

Por lo tanto es posible obtener el coeficiente de presión del suelo, K , aplicando el método de equilibrio límite de cuñas de dos partes a un talud de altura unitaria y calculando (T / γ) con la ecuación (88) y K con la ecuación (90).

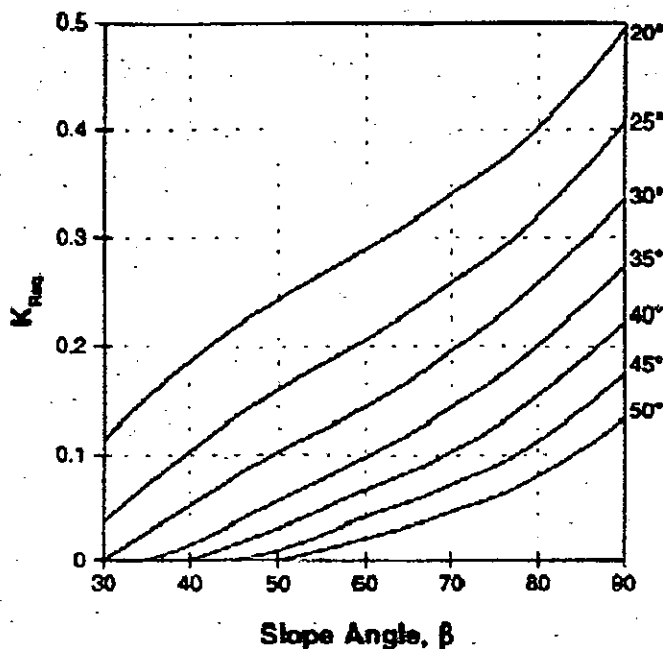
Por medio de un cálculo sistematizado con un programa de computadora, es posible obtener un diagrama de K contra el ángulo del talud β y el ángulo de fricción interna del suelo ϕ' . Normalmente se obtiene una gráfica para cada valor de r_u . También es posible obtener estos diagramas tomando en cuenta una cohesión del suelo $c' > 0$; este trabajo no se ha hecho aún pero, de cualquier forma esta en favor de la seguridad suponer $c' = 0$.

III.2.9 Cartas de diseño.

Los resultados de los cálculos hechos en base al criterio descrito anteriormente pueden ser graficados como cartas de diseño. Las cartas de diseño permiten determinar el coeficiente de presión de tierra K y la longitud de refuerzo, L , como funciones del ángulo del talud β , del ángulo de fricción ϕ' y del parámetro de presión de poro r_u . Nuevas cartas de diseño se han presentado recientemente (Jewell, 1991); estas cartas se presentan en las Fig. 24, 25, 26.

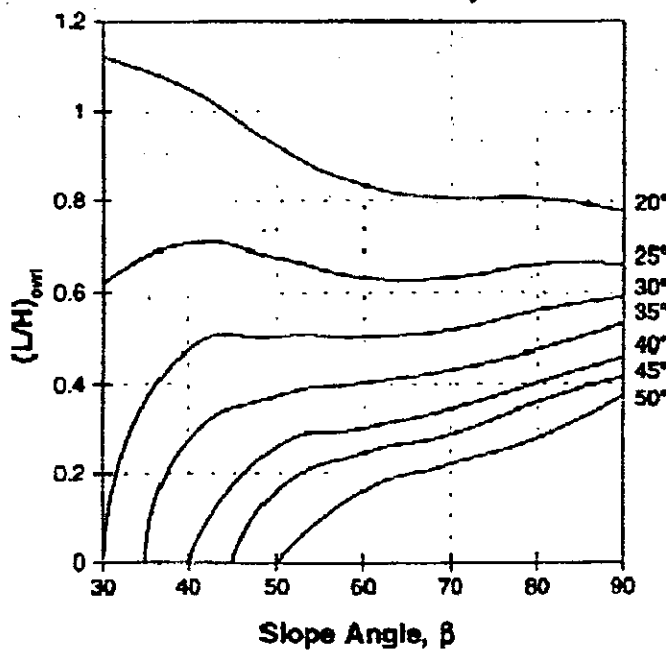
Steep Reinforced Slope Design Charts (Jewell, 1991)

Minimum Required Force K_{req}



$$R_u = w/(\gamma z) = 0.00$$

Minimum Required Length Overall Stability



Minimum Required Length Direct Sliding

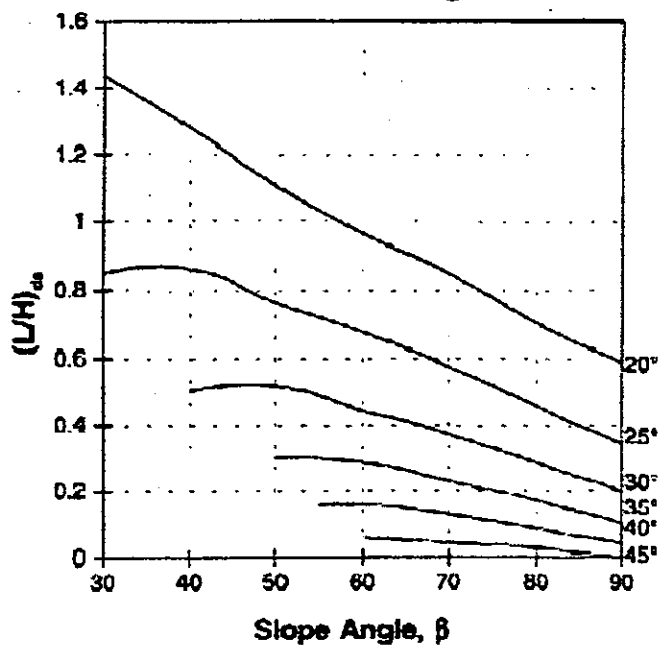
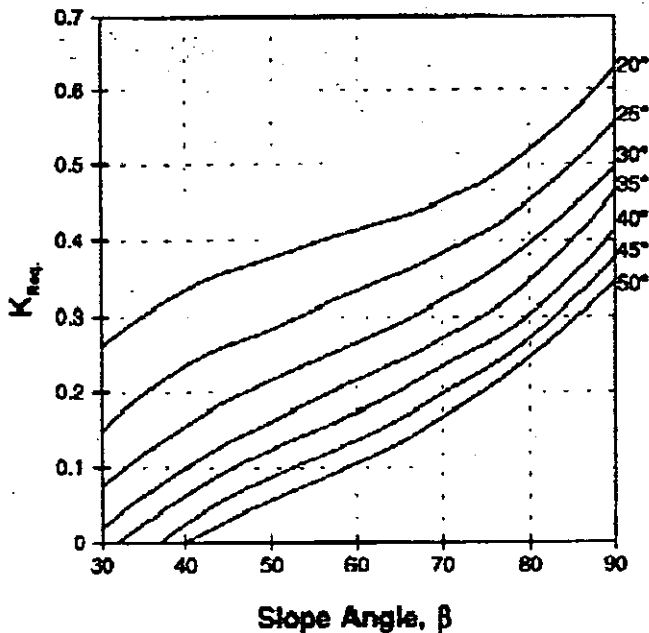


Fig. 24

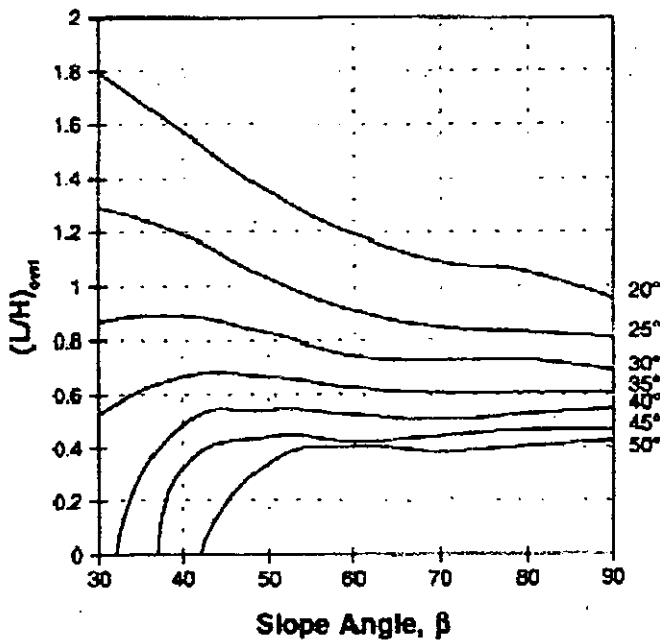
Steep Reinforced Slope Design Charts (Jewell, 1991)

Minimum Required Force K_{req}



$$R_u = u/(\gamma z) = 0.25$$

Minimum Required Length Overall Stability



Minimum Required Length Direct Sliding

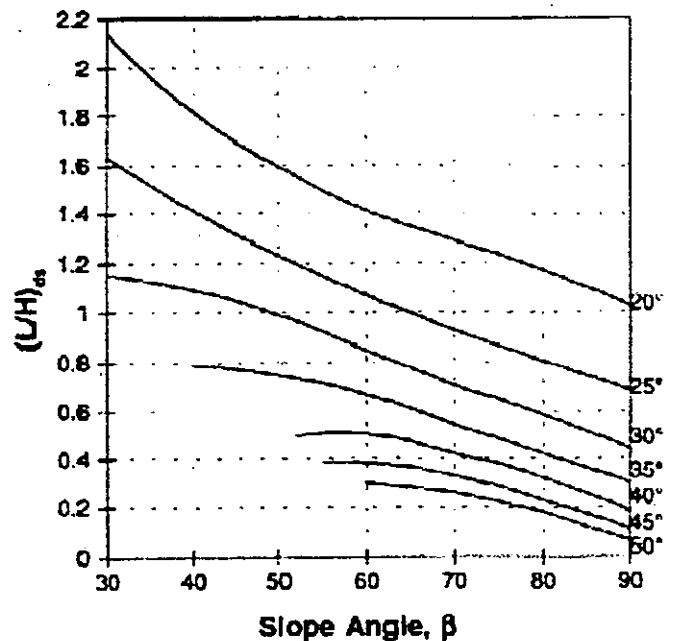
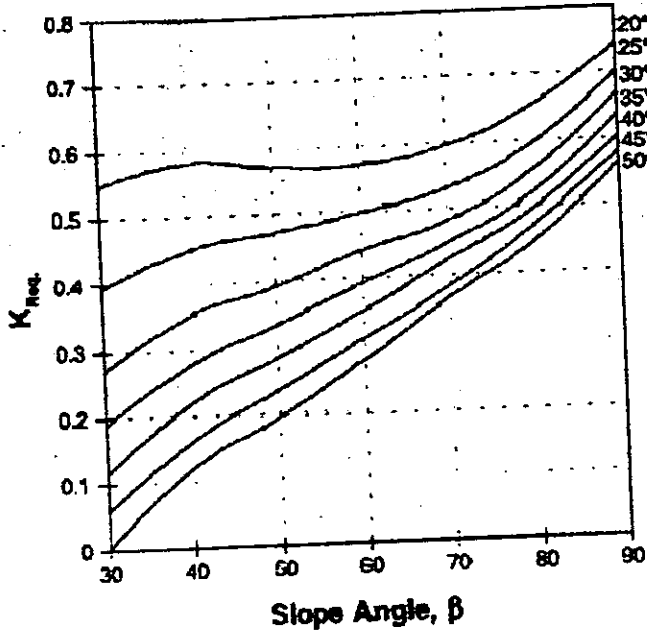


Fig. 25

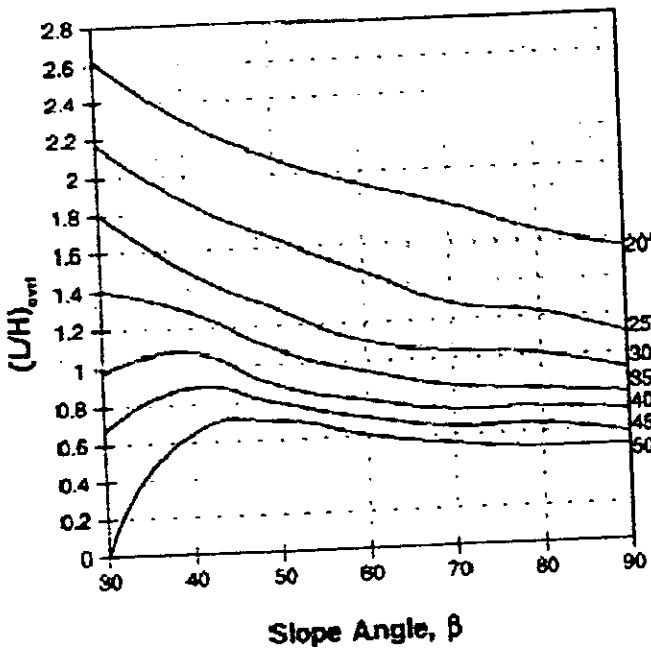
Steep Reinforced Slope Design Charts (Jewell, 1991)

Minimum Required Force $K_{req.}$



$$R_u = u/(\gamma z) = 0.50$$

Minimum Required Length Overall Stability



Minimum Required Length Direct Sliding

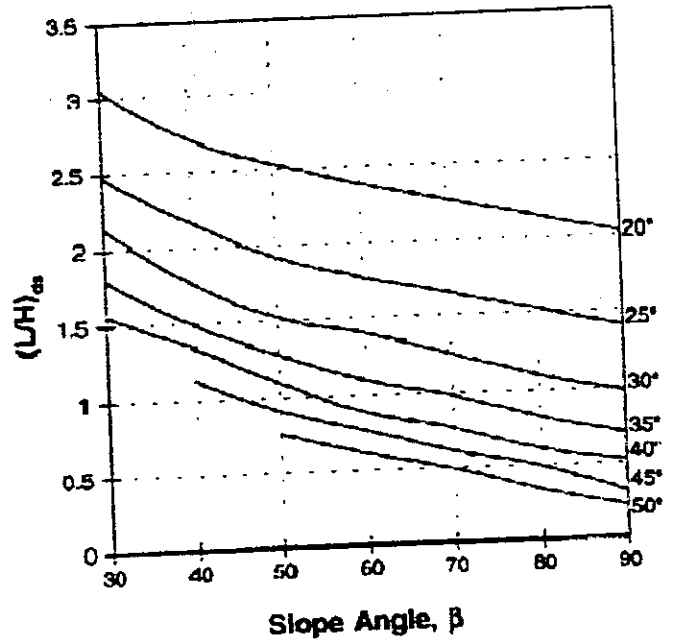


Fig. 26

Estas cartas son aplicables para taludes pronunciados reforzados con geomallas con las siguientes características :

- el talud es uniforme con la cresta horizontal y el ángulo del talud se encuentra entre 30 y 90 ° ;
- la cimentación esta nivelada y con una capacidad de carga adecuada ;
- el material de relleno es de un solo tipo ;
- las características del material de relleno se expresan en términos de esfuerzo efectivo, con cohesión igual a cero ($c' = 0$) ;
- la presión de poro (si se presenta) esta expresada en términos del coeficiente $r_u = u / (z \gamma)$;
- la sobrecarga en la cresta (si se presenta) esta uniformemente distribuida ;
- el refuerzo es continuo (ej. lámina o malla) y es colocado horizontalmente en el relleno.

Las cartas de diseño no permiten :

- taludes completamente sumergidos ;
- cargas puntuales o lineales en la cresta, o carga en la cara del talud ;
- cargas dinámicas
- fuerza cortante del suelo expresada en términos de esfuerzos totales ($c_u \geq 0$ y $\phi_u = 0$) ;
- colocar el refuerzo en tramos o franjas.

III.2.10 Procedimiento para determinar el espaciamiento del refuerzo.

Como ya se ha dicho, sería prudente espaciar las capas de refuerzo asumiendo que cada capa localmente deberá soportar la misma fuerza horizontal. La fuerza local máxima esperada en el refuerzo tiene el valor :

$$F_r = S_v \cdot K \cdot \gamma \cdot z = n \cdot v \cdot K \cdot \gamma \cdot Z \quad (91)$$

con : n = número de capas de compactación para cada espaciamiento
 S_v = espaciamiento vertical

El cálculo del arreglo del espaciamiento para el refuerzo se simplifica definiendo un constante de espaciamiento Q para el talud en términos del espaciamiento mínimo v a utilizar :

$$Q = \frac{P}{K \cdot \gamma \cdot v} \quad (92)$$

y luego :

$$P = v \cdot K \cdot \gamma \cdot Q \quad (93)$$

de (91) y (92) :

$$F_r = P \cdot \frac{S_v}{v} \cdot \frac{z}{Q} \quad (94)$$

Q resulta igual a la profundidad a la cual el espaciamiento vertical requerido es justamente v .

La fuerza resistente debe ser mayor que la fuerza requerida F_r :

$$P \geq F_r \quad (95)$$

esto es :

$$\frac{v}{S_v} \geq \frac{z}{Q} \quad (96)$$

La ecuación (96) da el espaciamiento ideal el cual optima la fuerza de la geomalla.

Por ejemplo,	si	$Z/Q = 0.5$	entonces	$v/S_v = 0.5$
	si	$Z = Q/2$	entonces	$S_v = 2v$
	si	$Z = Q/3$	entonces	$S_v = 3v$

Por lo tanto es posible definir zonas donde las capas de refuerzo están igualmente espaciadas ; estas zonas deben respetar las condiciones expresadas por las ecuaciones (95) y (96).

Es útil escoger profundidades para cada zona de refuerzo como fracciones de la constante Q :

$$z_0 = Q ; z_1 = Q/2 ; z_2 = Q/3 ; \quad (97)$$

III.2.11 Técnica de doblaje.

Con el objeto de prevenir fallas locales y erosión en la cara del talud, es posible construir la cara del terraplén con paneles de concreto, bloques de concreto o doblando la geomalla alrededor de la cara. Utilizando la técnica de doblaje, la longitud L_r en las geomallas, debe ser calculada. El problema es resuelto imponiendo que el empuje local del suelo, aplicado en cada sección de cara de las geomallas, no extrae la longitud horizontal anclada.

Refiriéndonos a la Fig. 27 el equilibrio es impuesto incrementando el empuje con el factor de seguridad FS_{wrap} :

$$FS_{wrap} = K \cdot \gamma \cdot \left(z_i + \frac{S_{v_j}}{2} \right) \cdot S_{v_j} = \gamma \cdot z_i \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi' \cdot L_{r_i} \quad (98)$$

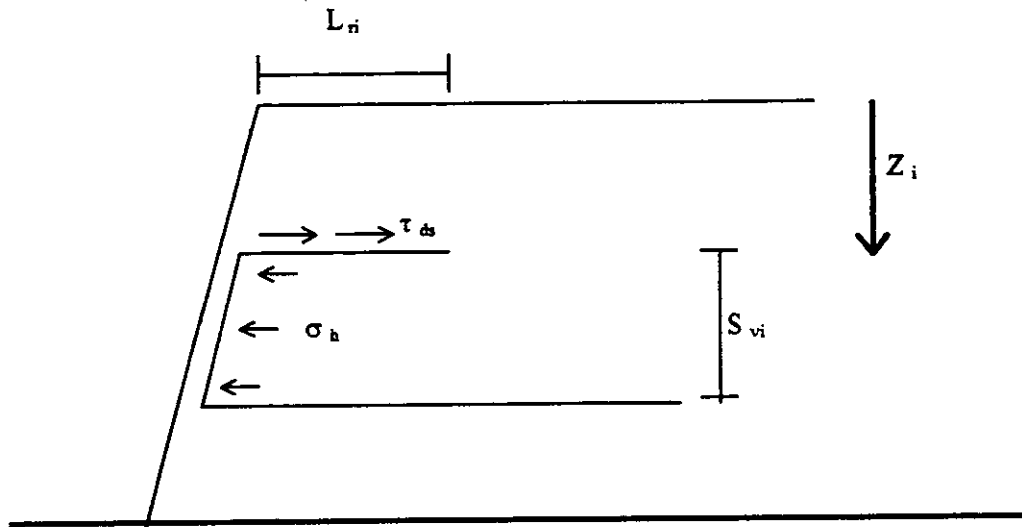


Fig. 27 Esquema para el cálculo de la longitud de doblaje.

En la Fig. 27, σ_h y τ_{ds} están dadas por :

$$\sigma_h = K \cdot \gamma \cdot \left(z_i + \frac{S_{v_j}}{2} \right)$$

$$\tau_{ds} = \gamma \cdot z_i \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi'$$

Por lo tanto :

$$L_{r_i} = \frac{FS_{wrap} \cdot K \cdot \left(z_i + \frac{S_{v_j}}{2} \right) \cdot S_{v_j}}{z_i \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi'} \quad (99)$$

El factor de seguridad FS_{wrap} varia entre 1.20 y 1.40.

III.2.12 Procedimiento de diseño por medio de gráficas.

Los pasos para el diseño de un talud reforzado, refiriéndonos a las Fig. 24, 25 y 26 son :

- 1) Definir la configuración geométrica del talud y eventualmente la sobrecarga uniformemente distribuida en la cresta del talud W_s , como se muestra en la Fig. 28.

Suelo con características :

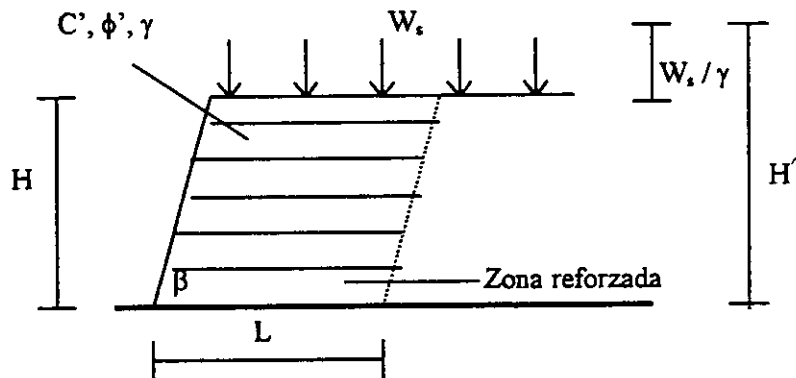


Fig. 28 Talud pronunciado : definición de símbolos

Calcular la altura aparente (H'), donde :

$$H' = H + \left(\frac{W_s}{\gamma} \right) \quad (100)$$

- 2) Establecer el factor de seguridad FS_{grd} (ver Tab. 5, 6, 7, 8).

Calcular la resistencia permisible P para el refuerzo utilizando la ecuación (77) y (78) en términos de la fuerza de diseño a largo plazo de la geomalla (LTDS)

- 3) Definir los parámetros ϕ' y γ del suelo y la máxima presión de poro r_u :

$$r_u = \max \left[\frac{u(z)}{z \cdot \gamma} \right] \quad (101)$$

donde : $u(z)$ = presión de poro del agua a la profundidad z debajo de la cresta del talud.

4) Utilizando el valor del ángulo del talud β y el ángulo de fricción interna ϕ' del suelo, calcular el coeficiente de presión de tierra K y las relaciones entre la longitud de refuerzo con la altura del terraplén $(L/H)_{ovrl}$ y $(L/H)_{ds}$ utilizando una de las cartas propuestas en las Fig. 24, 25, 26. La carta a usarse deberá ser seleccionada tomando en cuenta el valor del coeficiente de presión de poro r_u considerado. Seleccionar la longitud requerida del refuerzo de la siguiente manera :

a) Si $(L/H)_{ovrl} > (L/H)_{ds}$

la longitud del refuerzo será constante e igual a :

$$L = H^{\wedge} \cdot \left(\frac{L}{H} \right)_{ovrl} \quad (102)$$

b) si $(L/H)_{ovrl} < (L/H)_{ds}$

la longitud del refuerzo puede ser :

b1) constante e igual a :

$$L = H^{\wedge} \cdot \left(\frac{L}{H} \right)_{ds} \quad (103)$$

b2) con longitud variando uniformemente de :

- longitud en la base :

$$L = H^{\wedge} \cdot \left(\frac{L}{H} \right)_{ds} \quad (104)$$

a :

- longitud en la cresta :

$$L = H^{\wedge} \cdot \left(\frac{L}{H} \right)_{ovrl} \quad (105)$$

5) Seleccionar el espaciamiento mínimo vertical v para una capa sencilla de suelo compactado y calcular la constante de espaciamiento Q refiriéndonos a la ecuación (92).

6) Definir las zonas de capas de refuerzo espaciadas igual a v , $2v$, $3v$... como se muestra en la Tab. 9.

Espaciamiento S_{vi} [m]	Profundidad Z_i [m]	Espesor s_i [m]
$S_{v1} = v$	$Q \div Q/2$	$s_1 = H^{\wedge} - Q/2$
$S_{v2} = 2v$	$Q/2 \div Q/3$	$s_2 = Q/2 - Q/3$
.	.	.
.	.	.
.	.	.
$S_{vn} = nv$	$Q/n \div W_s/\gamma$	$s_n = Q/n - W_s/\gamma$

Tab. 9 - Espaciamiento del refuerzo.

Nota importante :

Si $H^{\wedge} > Q$ el espaciamiento mínimo v en la base del talud se tendrá que reducir o una geomalla más resistente debe ser seleccionada.

7) Calcular el número de capas de refuerzo requeridas : la primera capa se coloca sobre la cimentación en la base del talud, las otras capas requeridas son calculadas empezando desde la base. Refiriéndonos a la Tab. 10, los pasos del procedimiento son :

- Dividir el espesor de cada zona (ver Tab. 10) entre el espacio de las capas de refuerzo en esa zona para calcular el numero de geomallas en una zona. El resultado es redondeado hacia abajo al número entero más cercano.

$$N_i = \left(\frac{s_i^{\wedge}}{S_{vi}} \right)_{\text{numero entero}} \quad (106)$$

- Calcular el espesor que queda de la zona :

$$R_i = s_i^{\wedge} - S_{vi} \cdot N_i \quad (107)$$

- Agregar R_i al espesor de la siguiente zona :

$$s_{i+1}^{\wedge} = s_{i+1} + R_i \quad (108)$$

con :

$$R_0 = 0$$

- Repetir los cálculos para todas las zonas.

s_i^{\wedge} / S_{vi}	N_i	R_i [m]	s_{i+1}^{\wedge} [m]
s_1^{\wedge} / S_{v1}	$N_1 = \text{INT} (s_1^{\wedge} / S_{v1})$	$R_1 = s_1^{\wedge} - S_{v1} N_1$	$s_2^{\wedge} = s_1^{\wedge} + R_1$
s_2^{\wedge} / S_{v2}	$N_2 = \text{INT} (s_2^{\wedge} / S_{v2})$	$R_2 = s_2^{\wedge} - S_{v2} N_2$	$s_3^{\wedge} = s_2^{\wedge} + R_2$
s_3^{\wedge} / S_{v3}	$N_3 = \text{INT} (s_3^{\wedge} / S_{v3})$	$R_3 = s_3^{\wedge} - S_{v3} N_3$	$s_4^{\wedge} = s_3^{\wedge} + R_3$
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
s_n^{\wedge} / S_{vn}	$N_n = \text{INT} (s_n^{\wedge} / S_{vn})$	$R_n = s_n^{\wedge} - S_{vn} N_n$	
$N_{\text{tot}} = 1 + N_1 + N_2 + N_3 + \dots + N_n$			

Tab. 10 Cálculo de la capas requeridas

Nota :

Si la capa superior de refuerzo esta a más de 0.6 m debajo de la cresta del talud sería prudente agregar una capa adicional cerca de la cresta.

- 8) Calcular la fuerza resultante horizontal requerida para el equilibrio :

$$T = \frac{1}{2} K \gamma H^2 \quad (109)$$

- 9) Verificar que la fuerza requerida promedio para cada capa sea menor que la fuerza de diseño de la geomalla :

$$(T / N_{\text{tot}}) \leq P \quad (110)$$

donde : N_{tot} = número total de geomallas

Si esta condición no se cumple, incrementar el número de capas de geomallas o repetir el procedimiento cambiando el espaciamiento mínimo.

10) Cuando se utilice la técnica de doblaje, calcular la longitud de anclaje L_r para cada capa :

$$z_i^{\wedge} = z_i + \left(\frac{W_s}{\gamma} \right) \quad (111)$$

$$L_{r_i} = \frac{FS_{\text{strap}} \cdot K \cdot \left(z_i^{\wedge} + \frac{S_{v_j}}{2} \right) \cdot S_{v_j}}{z_i^{\wedge} \cdot f_{ab} \cdot \tan \phi'} \quad (112)$$

$$L_r = \max \left[L_{r_i} \right] \quad \text{opcional} \quad (113)$$

11) Dibujar la sección final del talud reforzado.

IV. Ejemplos de aplicación.

IV.1 Muro de suelo reforzado. Fraccionamiento Las Misiones.

IV.1.1 Antecedentes y datos del proyecto.

En la ciudad de México, en la zona de Santa Fe, para la construcción del fraccionamiento Las Misiones, fue necesaria la nivelación del terreno, por lo que se tenía contemplada la construcción de muros de contención perimetrales al predio.

La altura de dichos muros variaba entre 2 y 6.5 metros. El ángulo de inclinación de la cara del muro era a 90° para un máximo aprovechamiento del terreno. La sobrecarga definida por el proyecto fue de 30 kPa.

Para la construcción de los muros de contención se eligió el sistema propuesto por la empresa Tenax S.A. de C.V., el cual consistía en realizar los elementos de contención por medio de bloques rígidos de tierra reforzada. Dicho refuerzo se basó en geomallas monorientadas Tenax.

Los datos requeridos por Tenax, además de la geometría de los muros, fueron las características del material de relleno el cual fue una arcilla arenosa con peso volumétrico (γ) de 18 kN / m³, ángulo de fricción interna (ϕ) de 30° y cohesión (c) de 10 kPa.

Los datos del proyecto se resumen a continuación:

A) Datos de la geometría del muro:

• Altura total del muro	h	2 – 6.5	(m)
• Sobrecarga vertical	q	30	(kPa)
• Ángulo en la corona del talud	β	0	($^\circ$)
• Altura del suelo por retener	H	2 – 6.5	(m)
• Espesor de las capas de compactación	s	0.15	(m)
• Espaciamiento máximo de las geomallas	M	1.05	(m)
• Elevación de la primera geomalla	h_1	0	(m)
• Ángulo de inclinación de los bloques	ω	0	($^\circ$)
• Inclinación de la base del muro	α	0	($^\circ$)

B) Datos de las características de los suelos reforzados (r), retenidos (b) y en cimentación (f).

• Peso unitario húmedo	$\gamma_r, \gamma_b, \gamma_f$	18, 18, 18	(kN / m ³)
• Ángulo de fricción interna	ϕ_r, ϕ_b, ϕ_f	30, 30, 30	(°)
• Cohesión	c_r, c_b, c_f	10, 10, 50	(kN / m ²)
• Ángulo de fricción muro-geomalla	δ	0	(°)

C) Características de diseño de las geomallas

• Tipo de geomalla		TENAX TT 060 SAMP
• Fuerza de diseño a largo plazo	LTDS	25 (kN / m)
• Coeficiente de extracción	C_{po}	0.90
• Coeficiente de deslizamiento	C_{ds}	0.85
• Radio de cobertura de la geomalla	R_c	1.00

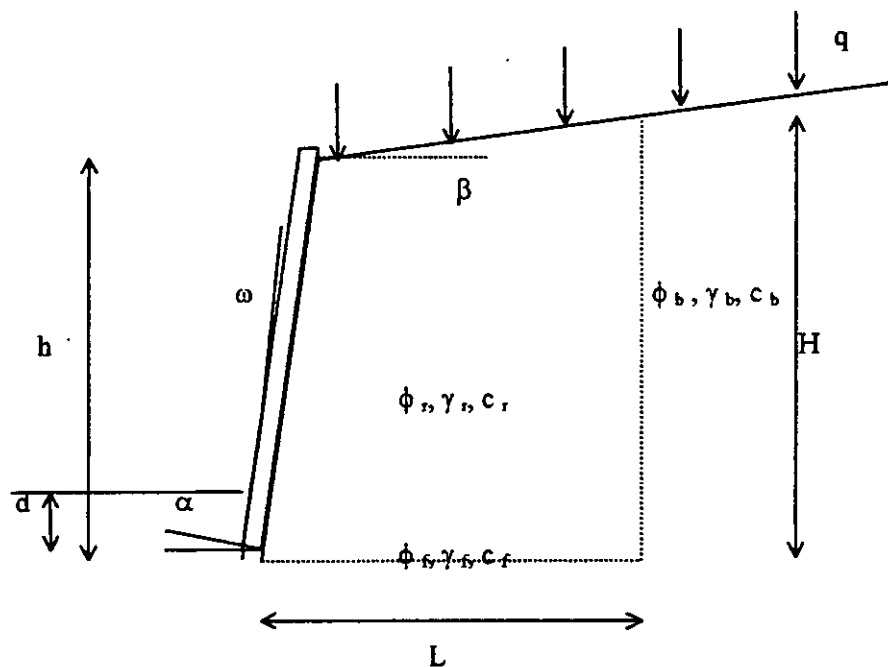


Fig. 1 Geometría del muro y datos del suelo.

IV.1.2 Análisis de estabilidad externa. Memoria de cálculo muro $h = 6.50$ m

Se propondrá una longitud de refuerzo igual a 5.23 metros para el primer cálculo.

1. Coeficiente activo de presión de tierra (K_a)

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2}}$$

De acuerdo a la Teoría de Rankine

$$K_a = \cos 0^\circ \frac{\cos 0^\circ - \sqrt{(\cos 0^\circ)^2 - (\cos 30^\circ)^2}}{\cos 0^\circ + \sqrt{(\cos 0^\circ)^2 - (\cos 30^\circ)^2}}$$

$$K_a = 0.333$$

2. Altura del suelo retenido (H)

$$H = h + L \tan \beta$$

$$H = 6.50 + 5.23 \tan 0^\circ$$

$$H = 6.50 \text{ m}$$

3. Fuerzas activas debidas al suelo retenido (F_{ab}), sobrecargas (F_{qb}) y la suma de ambas (F_{tb})

$$F_{ab} = 0.5 K_a \gamma_b H^2$$

$$F_{ab} = 0.5 (0.33) (18.00) (6.50)^2$$

$$F_{ab} = 126.75 \text{ kN / m}$$

$$F_{qb} = q K_a H$$

$$F_{qb} = 30 (0.33) (6.50)$$

$$F_{qb} = 65 \text{ kN / m}$$

$$F_{tb} = F_{ab} + F_{qb}$$

$$F_{tb} = 126.75 + 65$$

$$F_{tb} = 191.75 \text{ kN / m}$$

4. Coeficiente global por deslizamiento

$$C_g = 1 - (R_c (1 - C_{da}))$$

$$C_g = 1 - (1 (1 - 0.85))$$

$$C_g = 0.85$$

5. Para simplificar los cálculos de los factores de seguridad del análisis de estabilidad externa las siguientes constantes son definidas.

Peso por unidad de ancho del suelo reforzado

$$W_r = L h \gamma_r$$

$$W_r = 5.23 (6.50) (18.00)$$

$$W_r = 611.91 \text{ kN / m}$$

Peso por unidad de ancho del suelo inclinado

$$W_b = 0.5 \gamma_b L^2 \tan \beta$$

$$W_b = 0.5 (18.00) (5.23)^2 \tan 0^\circ$$

$$W_b = 0$$

Sobrecarga por unidad de ancho

$$Q = q L$$

$$Q = 30 (5.23)$$

$$Q = 156.90 \text{ kN / m}$$

6. Factor de seguridad por deslizamiento del muro sobre la base del mismo

$$FS_s = \frac{(W_r + W_b + Q) \tan \phi_k}{F_b \cos \beta}$$

donde:

$$\phi_k = \min (\phi_r, \phi_f)$$

$$FS_s = \frac{(611.91 + 0 + 156.90) \tan 30^\circ}{191.75 \cos 0^\circ}$$

$$FS_s = 2.31 > 1.5$$

7. Factor de seguridad por deslizamiento del muro sobre la primera capa de geomalla

$$FS_s = \frac{(W_r + W_b + Q - W_1) \tan \phi_r \cdot C_g}{F_{db}(h_1)}$$

donde:

$$h_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$W_1 = L h_1 \gamma_r = 5.23 (0.30) (18.00) = 28.24 \text{ kN / m}$$

$$F_{db}(h_1) = 0.5 K_a \gamma_b (H - h_1)^2$$

$$F_{db}(h_1) = 0.5 (0.33) (18.00) (6.50 - 0.30)^2$$

$$F_{db}(h_1) = 115.32 \text{ kN / m}$$

$$F_{qb}(h_1) = q K_a (H - h_1)$$

$$F_{qb}(h_1) = 30 (0.33) (6.50 - 0.30)$$

$$F_{qb}(h_1) = 62 \text{ kN / m}$$

$$F_{tb}(h_1) = F_{db} + F_{qb}$$

$$F_{tb}(h_1) = 115.32 + 62$$

$$F_{tb}(h_1) = 177.32 \text{ kN / m}$$

$$FS_s = \frac{(611.91 + 0 + 156.90 - 28.24) \tan 30^\circ \cdot 0.85}{177.32 \cos 0^\circ}$$

$$FS_s = 2.05 > 1.5$$

8. Factor de seguridad por volteo

$$FS_o = \frac{(3W_r + 3Q + 4W_b)L}{(2F_{db} + 3F_{qb})H \cos \beta}$$

$$FS_o = \frac{[(3)(611.91) + (3)(156.90)](5.23)}{[(2)(126.75) + (3)(65)]6.5 \cos 0^\circ}$$

$$FS_o = 4.14 > 2.00$$

9. Factor de seguridad por capacidad de carga

De acuerdo a la teoría de distribución de Meyerhoff:

Longitud efectiva:

$$L' = L - 2e$$

donde:

e es la excentricidad de la fuerza resultante en la base del muro, que debe ser menor que la longitud dividida entre 6 para evitar esfuerzos de tensión en la base.

$$e = \frac{(2F_{ab} + 3F_{qb})H \cos \beta - LW_b}{6(W_r + W_b + Q)} < \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{[2(126.75) + 3(65)]6.5 \cos 0^\circ - 5.23(0)}{6(611.91 + 0 + 156.9)} < \frac{5.23}{6}$$

$$e = 0.63 < 0.87$$

Capacidad de carga última

$$Q_{uh} = N_c c_f + 0.5 N_\gamma (L - 2e) \gamma_f + d \gamma_f$$

donde:

$$d = 0$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan 30^\circ} \tan^2 \left(\frac{180}{4} + \frac{30}{2} \right) = 18.40$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (18.40 - 1) \cot 30^\circ = 30.14$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi) = (18.40 - 1) \tan (1.4 \times 30) = 15.67$$

$$Q_{uh} = 30.14 (50) + 0.5 (15.67) (5.23 - 1.26) (18)$$

$$Q_{uh} = 2066.24 \text{ kPa}$$

Carga aplicada

$$Q_a = \frac{W_r + W_b + Q}{L - 2e}$$

$$Q_a = \frac{611.91 + 0 + 156.9}{5.23 - 1.26}$$

$$Q_a = 193.85 \text{ kPa}$$

Factor de seguridad por capacidad de carga

$$FS_b = \frac{Q_{ult}}{Q_a}$$

$$FS_b = \frac{2066.24}{193.85}$$

$$FS_b = 10.66 > 2.00$$

IV.1.3 Análisis de estabilidad interna. Memoria de cálculo muro $h = 6.50 \text{ m}$

IV.1.3.1 Análisis por falla a la tensión (Overtension)

1. Fuerza resistente de diseño ($FS_{des} = 1.05$)

$$T_{des} = LTDS / FS_{des}$$

$$T_{des} = 25 / 1.05$$

$$T_{des} = 23.81 \text{ kN / m}$$

2. Fuerza actuante

$$F_{hr} = (0.5 \cdot \gamma_r \cdot h + q) \cdot h \cdot K_a \cdot \cos(\delta - \omega - \alpha)$$

$$F_{hr} = (0.5 \cdot 18.00 \cdot 6.50 + 30.00) \cdot 6.50 \cdot 0.333 \cdot \cos(0 - 0 - 0)$$

$$F_{hr} = 191.75 \text{ kN / m}$$

3. Número mínimo de capas

$$N_{min} = \left[\frac{F_{hr} \cdot FS_t}{T_{des} \cdot Rc} \right]_{redondear}$$

$$N_{min} = \left[\frac{191.75 \cdot 1.5}{23.81 \cdot 1.00} \right]_{redondear}$$

$$N_{min} = 13$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

4. Selección de espaciamiento y revisión del factor de seguridad por falla a la tensión.

Capas de compactación = 0.15 m

Fuerza total

$$F_{hr}(m) = F_{hr}d(m) + F_{hr}q(m)$$

$$F_{hr}d(m) = 0.5 \cdot Ka \cdot \gamma_b \cdot (H - m)^2 \cdot \cos(\delta - \omega - \alpha)$$

$$F_{hr}q(m) = q \cdot Ka \cdot (H - m) \cdot \cos(\delta - \omega - \alpha)$$

Fuerza de la geomalla

$$Fg_i = F_{hr}(m_{i-1}) - F_{hr}(m_i)$$

Factor de seguridad

$$FS_t = \frac{T_{des}}{Fg_i}$$

Resultados presentados en la Tab. 1.

IV.1.3.2 Análisis por falla a la extracción de la geomalla (Pullout)

El siguiente análisis se realiza para verificar que la longitud de diseño de la geomalla es la adecuada para resistir las cargas de diseño (Fg)

La línea de falla de la teoría de Rankine que pasa por el pie del muro, divide a la geomalla en dos partes, una cerca de la cara del muro en la cuña activa La, y la otra empotrada en el área resistente Le como se muestra en la Fig. 5 del Capítulo III.1.9.2.

La superficie de falla está definida como el plano que pasa por el pie del muro con un ángulo de inclinación igual a $45^\circ - \phi_r / 2$ con respecto a la vertical. La longitud activa de la geomalla La_i y la longitud empotrada Le_i están dadas por :

$$La_i = h_i \tan (45^\circ - \phi_r / 2)$$

$$Le_i = L_i - La_i$$

donde L_i es la longitud de diseño de la geomalla en la elevación h_i .

Las fuerzas (Pr_i) en la longitud empotrada Le_i están dadas por :

$$Pr_i = 2 C_{po} Le_i \sigma_{vi} \tan \phi_r$$

donde :

C_{po} es el coeficiente suelo - geomalla de deslizamiento - extracción = 0.90

$$\sigma_{vi} = (h - h_i) \cdot \gamma_r + q + \frac{We_i}{Le_i}$$

y :

$$We_i = 0.5 \cdot (La_i + Le_i) \cdot \tan \beta \cdot \gamma_r \cdot Le_i$$

Por último el factor de seguridad esta dado por :

$$FS_{pr} = \frac{Pr_i}{Fg_i}, \text{ el cual deberá ser mayor que } 1.50$$

Resultados presentados en la Tab. 2.

IV.2 Talud de suelo reforzado. Fraccionamiento El Palomar.

IV.2.1 Antecedentes y datos del proyecto.

Como es el caso de muchos fraccionamientos residenciales, la obra del Palomar, ubicada en la ciudad de Guadalajara, se encontraba en una ladera pronunciada lo que dificultaba el procedimiento constructivo para nivelar el terreno para su máximo aprovechamiento. La construcción de muros de contención convencionales resultaba muy costosa por lo que se optó por construir taludes reforzados con geomallas. El objeto del refuerzo fue conseguir taludes más pronunciados y así aprovechar al máximo el terreno. La altura de los taludes fue de 3.0 metros y el ángulo de inclinación de la cara fue de 71.57° . La sobrecarga en la corona fue de $10 \text{ kN} / \text{m}^2$. El suelo de relleno fue arcilla arenosa, disponible en el lugar, teniendo las siguientes características :

$$c = 10 \text{ kPa} \quad \phi = 30^\circ \quad \gamma = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$$

El coeficiente de presión de poro fue nulo ya que el talud estaba provisto de drenaje longitudinal y la cara del talud, al ser vegetada, no iba a retener el agua.

Los datos del proyecto están resumidos en la Fig. 1.

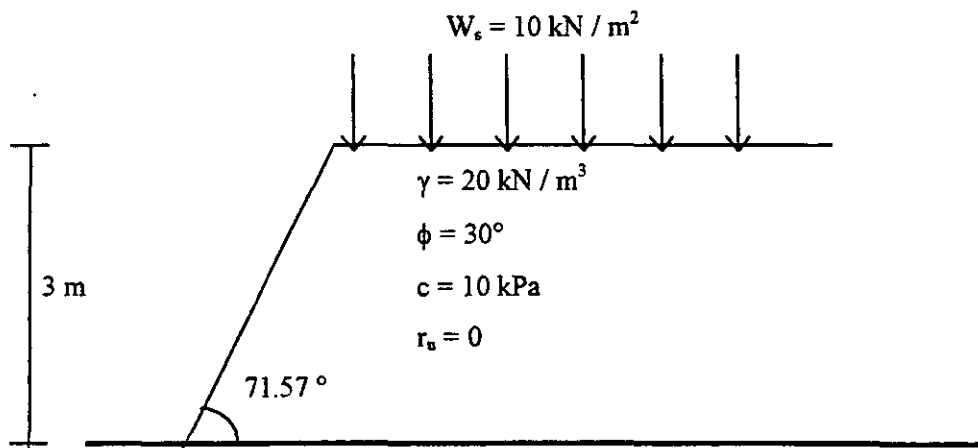


Fig. 1 Datos de diseño y sección del terraplén por reforzar.

IV.2.2 Análisis de estabilidad interna. Memoria de cálculo sección $h = 3$ m

Siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo III, el diseño se desarrolla como sigue :

1) Establecemos los datos de diseño :

$$h = 3.0 \text{ m}$$

$$\beta = 71.57^\circ$$

$$W_s = 10 \text{ kN / m}^2$$

$$\gamma = 20 \text{ kN / m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$H' = H + (W_s / \gamma) = 3.5 \text{ m}$$

2) Se seleccionan los siguientes valores :

$$FS_{\text{overtension}} = 1.50$$

$$FS_{\text{construction}} = 1.00$$

$$FS_{\text{biological}} = 1.00$$

$$FS_{\text{chemical}} = 1.00$$

$$FS_{\text{junction}} = 1.00$$

Entonces tenemos :

$$FS_{\text{grid}} = FS_{\text{creep}} FS_{\text{junction}} FS_{\text{construction}} FS_{\text{chemical}} FS_{\text{biological}} = (2.76)(1.00)(1.00)(1.00)(1.00) = 2.76$$

La fuerza permisible de la geomalla TENAX LBO 301 es :

$$T_{\text{allow}} = \frac{T_{\text{ult}}}{FS_{\text{grid}}} = 10.0 \text{ kN / m}$$

La fuerza de diseño resulta :

$$P = \frac{T_{\text{allow}}}{FS_{\text{overtension}}} = \frac{10.0}{1.50} = 6.67 \text{ kN / m}$$

3) De la Fig. 15, relacionada con $r_0 = 0$, obtenemos :

$$K = 0.206$$

$$\left(\frac{L}{H}\right)_{ovl} = 0.525$$

$$\left(\frac{L}{H}\right)_d = 0.360$$

por lo tanto :

$$L = H \cdot \left(\frac{L}{H}\right)_{ovl} = 1.84 \text{ m}$$

5) Seleccionamos capas de compactación de 0.20 m, por lo que :

$$v = 0.20 \text{ m}$$

entonces :

$$Q = \frac{P}{K \cdot \gamma \cdot v} = \frac{6.67}{0.21 \cdot 20 \cdot 0.20} = 8.10$$

6) Calcular las zonas de igual espaciamento :

Espaciamento S_{vi} [m]	Profundidad Z_i [m]	Espesor s_i [m]
$S_{v1} = 0.2$	$Q \div Q/2 = 8.10 \div 4.05$	$s_1 = 0$
$S_{v2} = 0.4$	$Q/2 \div Q/3 = 4.05 \div 2.71$	$S_2 = 3.50 - 2.71 = 0.79$
$S_{v3} = 0.6$	$Q/3 \div Q/4 = 2.71 \div 2.03$	$S_3 = 2.71 - 2.03 = 0.68$
$S_{v4} = 0.8$	$Q/4 \div W/\gamma = 2.03 \div 0.500$	$S_4 = 2.03 - 0.50 = 1.53$

7) Calcular el número y posición de capas requeridas :

\hat{s}_i / S_{vi}	N_i	R_i [m]	\hat{s}_{i+1} [m]
		$R_0 = 0.0$	$\hat{s}_1 = 0.00$
$0.00 / 0.20 = 0.00$	$N_1 = 0$	$R_1 = 0.0$	$\hat{s}_2 = 0.79$
$0.79 / 0.40 = 1.98$	$N_2 = 1$	$R_2 = 0.79 - 1(0.4) = 0.39$	$\hat{s}_3 = 1.07$
$1.07 / 0.60 = 1.78$	$N_3 = 1$	$R_3 = 1.07 - 1(0.6) = 0.47$	$\hat{s}_4 = 2.00$
$2.00 / 0.80 = 2.50$	$N_3 = 2$	$R_3 = 2.00 - 2(0.8) = 0.40$	
$N_{tot} = 1 + 1 + 2 = 4$			

Agregaremos una quinta capa espaciada 0.40 m cerca de la cresta.

8) Calcular la fuerza resultante horizontal para equilibrio :

$$T = \frac{1}{2} K \gamma H^2 = 25.20 \text{ kN / m}$$

9) Revisar la fuerza de tensión promedio en las geomallas :

$$\frac{T}{N_{tot}} = \frac{25.20}{5} = 5.04 \text{ kN / m}$$

$$P = 6.67 \text{ kN / m}$$

$$T / N_{tot} \leq P$$

10) Calcular la longitud de anclaje del doblez.

Para la capa inferior :

$$z_1^{\wedge} = z_1 + \left(\frac{W_s}{\gamma} \right) = 2.6 + 0.5 = 3.1 \text{ m}$$

$$L_{r1} = \frac{FS_{\text{nap}} \cdot K \cdot \left(z_1^{\wedge} + \frac{S_{v1}}{2} \right) \cdot S_{v1}}{z_1^{\wedge} \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi'} = \frac{1.30 \cdot 0.206 \cdot \left(3.1 + \frac{0.40}{2} \right) \cdot 0.40}{3.1 \cdot 0.85 \cdot \tan 30^\circ} = 0.23 \text{ m}$$

...para la 5a capa :

$$z_5^{\wedge} = z_5 + \left(\frac{W_s}{\gamma} \right) = 0.4 + 0.5 = 0.9 \text{ m}$$

$$L_{v_5} = \frac{FS_{wrp} \cdot K \cdot \left(z_5^{\wedge} + \frac{S_{v_5}}{2} \right) \cdot S_{v_5}}{z_5^{\wedge} \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi'} = \frac{1.30 \cdot 0.206 \cdot \left(0.9 + \frac{0.80}{2} \right) \cdot 0.80}{0.9 \cdot 0.85 \cdot \tan 30^\circ} = 0.63 \text{ m}$$

Establecemos que la longitud mínima del doblé es de 1.30 metros, así que será necesario considerar una longitud de 1.3 m para cada capa.

11) La sección final se muestra en la Fig. 2

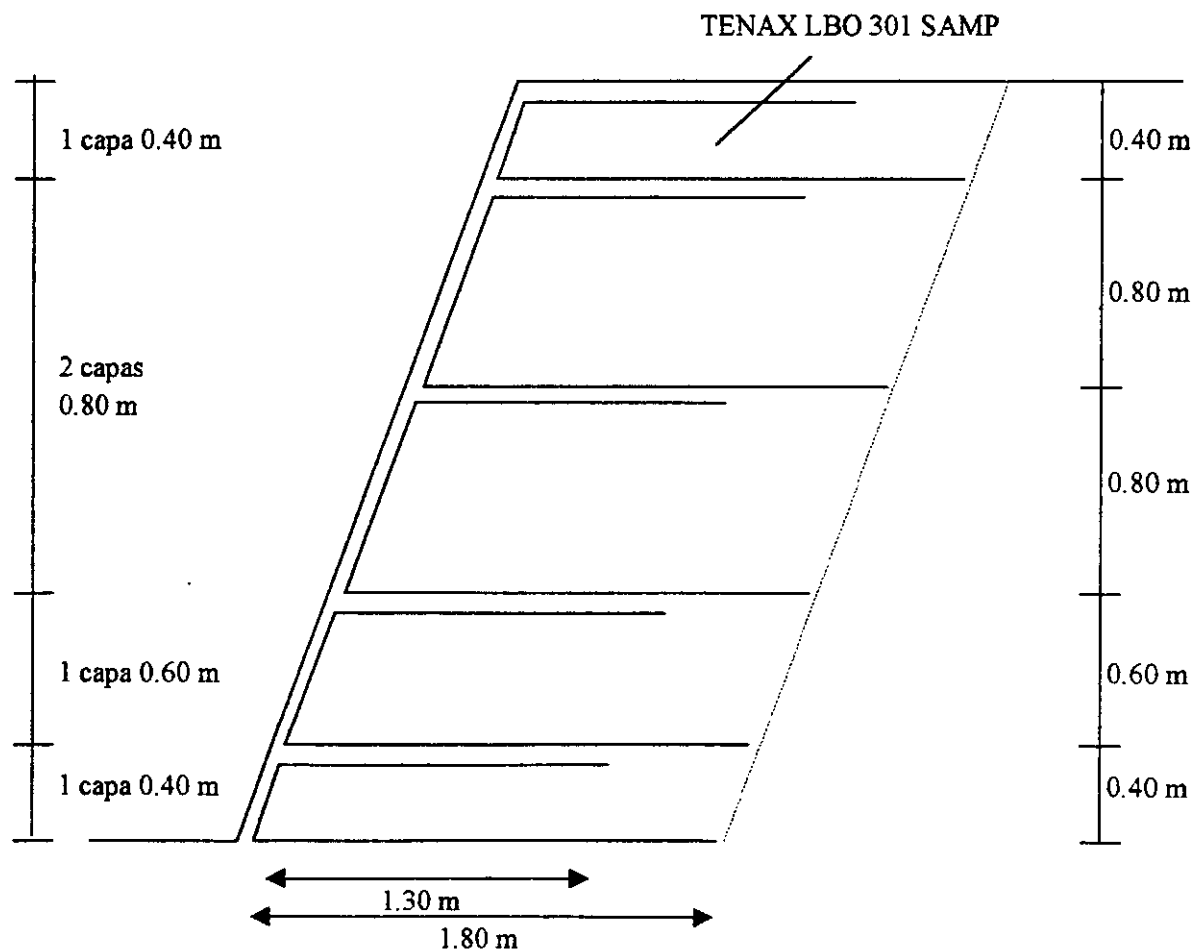


Fig. 2 Sección final.

V. Conclusiones.

V.1 Ventajas de aplicación de los geosintéticos.

A continuación se mencionan algunas de las ventajas que se obtienen al aplicar cualquier tipo de geosintético en soluciones de ingeniería:

1. Debido a la gran durabilidad de los materiales se obtiene como resultado un incremento en la vida útil de la obra, sin incrementar el costo de la misma.
2. Gracias a la facilidad de instalación no se requiere de mano de obra especializada.

Las ventajas en las principales aplicaciones según su clasificación son:

1. Geomallas monorientadas en muros y taludes de suelo reforzado:

- Posibilidad de construir taludes con inclinaciones elevadas no realizables con la resistencia natural del suelo, reduciendo el material de relleno.
- Reducción del impacto ambiental de las obras ya que los taludes de suelo reforzado utilizan vegetación como medida de control de erosión.
- Posibilidad de construir muros y taludes con el material de relleno disponible en la zona ya que las geomallas optimizan las características mecánicas del suelo.
- Reducción del costo total de la obra gracias a que las geomallas pueden reducir el material de relleno y por lo tanto tiempo de ejecución.
- Facilidad para dar forma a los taludes.

2. Geomallas biorientadas en refuerzo de suelos blandos:

- Reducción en el costo total de la obra ya que la geomalla biorientada puede reducir espesores de base, consiguiendo ahorros en:
 - Costo de excavación.
 - Volumen y costo de material de relleno.
 - Tiempo de ejecución de la obra

3. Georedes y geocompuestos en aplicaciones de drenaje:

- Eliminación de filtros tradicionales realizados con arena y grava, ahorrando consecuentemente en la adquisición y colocación de tales materiales en la obra con la posibilidad de sustituir los materiales inertes si no se localizan en el lugar.
- Posibilidad de realizar paredes más verticales y de reducir el espesor del estrato drenante, y por ello obtener una mayor capacidad útil.
- Resistencia a la erosión y la corrosión.
- Mayor facilidad en la colocación, inclusive en climas adversos.
- Notables valores de transmisibilidad hidráulica, incluso sometido a presiones elevadas.
- Flexibilidad y ligereza.
- Protección mecánica al manto impermeable.
- Fijación simple y temporal ya que se asegura posteriormente por el empuje mismo del terreno o de los materiales en contacto.

4. Geoceldas y geoesteras para control de erosión:

- Sistemas de control de erosión económicamente efectivos sin reducir protección.
- Facilidad y rapidez de colocarse en obra con personal no especializado.
- Notable resistencia a la tracción, desgarré, punzonamiento y fatiga.
- Reducción del impacto ambiental.
- Reducción de su volumen durante el transporte y almacenaje (geoceldas).
- Posibilidad de proteger el talud con material inerte o vegetal (geoceldas).

Comparación de algunas aplicaciones de geosintéticos contra soluciones tradicionales

GEOSINTÉTICO	APLICACIÓN	SOLUCIÓN TRADICIONAL	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Geomallas monorientadas	Muros de suelo reforzado.	Muros de concreto, mampostería, etc.	<ul style="list-style-type: none"> • Menor tiempo de construcción del muro. • Ahorro en el costo final de la obra. • Menor impacto ambiental. 	Tecnología poco conocida en México.
	Taludes de suelo reforzado.	Taludes con ángulos estables según las características del material de relleno.	<ul style="list-style-type: none"> • Reducción del tiempo de ejecución de la obra. • Menor costo total de la obra. • Ahorro de espacio. 	
Geomallas biorientadas	Refuerzo de suelos blandos.	Aumento de espesor en bases y sub-bases.	<ul style="list-style-type: none"> • Ahorro en costos de movimiento de tierras (excavación y relleno) • Ahorro en el tiempo de ejecución. 	Dependencia de la ubicación de materiales.
Georedes y geocompuestos	Impermeabilización y drenaje.	Filtros convencionales (grava, arena, etc.).	<ul style="list-style-type: none"> • Reducción de espacio. • Ahorro de materiales. 	Costo de adquisición de la solución.
Geoesteras y geoceldas	Control de erosión.	Concreto lanzado. Erosión controlada.	<ul style="list-style-type: none"> • Precio. • Solución ecológica. 	Mantenimiento.

V.2 Comentario final.

Se han presentado en este trabajo dos métodos para diseñar muros y taludes de suelo reforzado con geosintéticos, de acuerdo a las teorías utilizadas internacionalmente. Dichas teorías son aceptadas y aplicadas a nivel mundial según las más recientes investigaciones.

Los geosintéticos han ido ganando fuerza en aplicaciones de ingeniería civil debido a las ventajas que nos presentan y a la gran variedad de productos y soluciones que nos ofrecen.

Dichas soluciones satisfacen al cien por ciento los requerimientos técnicos pero no hay que perder de vista los aspectos económicos, ya que en ocasiones, aunque la solución sea técnicamente válida no siempre representará la solución más económica.

Un punto a favor de los geosintéticos y las soluciones asociadas con estos es que hacen que la ingeniería esté más ligada con el ambiente y la ecología, transformando la naturaleza con el menor impacto ambiental posible.

VI. Referencias.

Jones, Colin J. F. P., *Earth Reinforcement and Soil Structures*, Butterworths, London, England (1985).

Task Force 27, In - Situ Soil Improvement Techniques, *Design Guidelines for use of Extensible Reinforcement for Mechanically Stabilized Earth Walls in Permanent Applications*, Joint Committee of AASHTO - AGC - ARTBA, AASHTO, Washington, D. C. (1990).

Cristopher, B. R., Holtz, R. D., *Geotextile Engineering Manual*, Report No.. FHWA - TS - 861203, Federal Highway Administration, Washington, D. C. (1986).

Cristopher, B. R. et al., *Reinforced Soil Structure : Vol. I. Design and Construction Guidelines*, Report No. FHWA - RD - 89 - 043 (1989).

Simac, M. R., Bathurst, R. J., Goodrum, R. A., *Design and Analysis of Three Reinforced Soil Retaining Walls*, Proceedings of the Geosynthetic ' 91 Conference, Vol. 2 Atlanta (1991).

Simac, M. R., Bathurst, R. J., et al., *Design Manual for Segmental Retaining Walls*, National Concrete Masonry Association, Herndon, Virginia (1993).

Rimoldi, P., Togni, A., *Construction Damages Test Method for Geogrids and Geotextiles*, Proceedings 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering (9 ARC), Bangkok, Thailand (1991).

Rimoldi, P., Togni, A., Soil - Geosynthetics Interaction through Direct Shear and Pull - Out Tests, Proceedings Sardinia ' 91 - Int. Landfill Symposium, Cagliari, Italia (1991).

Montanelli, F., Rimoldi, P., Creep and Accelerated Creep Test for Geogrids, Proceedings of Geosynthetics Conference ' 93, Vancouver, British Columbia (1993).

Binnie & Partners (1982), *WAGGLE A computer program for the stability analysis of reinforced soil slopes and embankments*, Program Manual.

Department of Transport (UK) (1978), *Reinforced earth retaining walls and bridge abutments*, Technical memorandum (bridges) BE 3/78, London.

Jewell, R. A., (1980), *Some effects of reinforcement on the mechanical behavior of soils*, Ph.D. Thesis, University of Cambridge.

Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarby, R. W. And Dubois, D. (1984), *Interaction between soil and geogrids*, Proc. Symp. Polymer Grid Reinf. In Civ. Engng, Thomas Telford, London.

Jewell, R. A. (1991), *Application of revised design charts for steep reinforced slopes*, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 10, No. 3, 1991, pag. 203 - 234.

Jewell R. A., Paine, N. & Woods, R. I., (1984), *Design methods for steep reinforced embankments*, Paper No. 3.1, Symposium of Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Thomas Telford, London.

Koerner, R. M., *Designing with Geosynthetics*, Prentice Hall, 1994.

McGown, A., Paine, N. and Dubois, D. (1984), *The use of geogrid properties in design*, Proc. Symp. Polymer Grid Reinf. In Civ. Engng. London, Thomas Telford, London.

Schlosser, F., Jacobsen, H. M., and Juran, I. (1979), *Design parameters for artificially improved soils*, General report, Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Fndn. Engng., Vol. 5, Brighton.

Schlosser, F., Jacobsen, H. M., and Juran, I. (1983), *Soil reinforcement*, General report, Proc. 8th Eur. Conf. Soil Mech. Fndn. Engng., Vol. 3, Helsinki.

Wright, W. C. A., Greenwood, J. H. (1994), *Interlaboratory trials on installation damage in geotextiles and comparison with site trials*, ERA Technology Report.

Whitman, R. V., and Bailey W. A. (1967), *The use of computers for slope stability analysis*, ASCE J. Soil Mech. Fndns. Div, Vol. 93 SM4, July, 475-498.