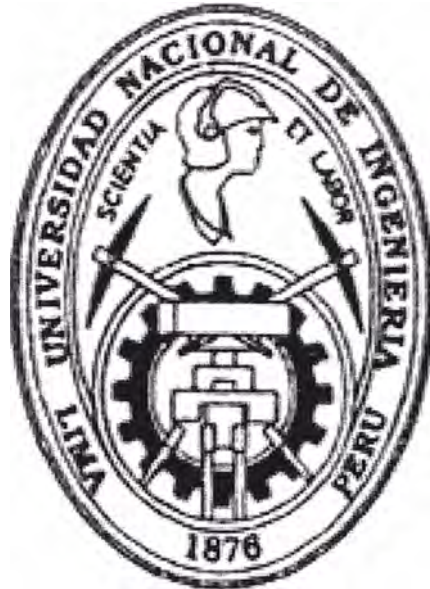


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**MUROS DE CONTENCION DE SUELO REFORZADO CON
GEOMALLAS
DISEÑO ESTRUCTURAL**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

MAURO FIDEL ZEVALLOS VILLAR

Lima – Perú

2008

INDICE

RESUMEN	01
LISTA DE TABLAS	02
LISTA DE FIGURAS	03
LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS	05
INTRODUCCION	07
CAPITULO 1 : MUROS DE SUELO REFORZADO	
1.1 Antecedentes	09
1.2 Muro de Suelo Reforzado	09
1.3 Tipos de Muros de Suelo Reforzado	10
1.4 Aplicaciones de los Muros de Suelo Reforzado	14
CAPITULO 2 : GEOSINTETICOS	
2.1 Antecedentes	16
2.2 Los Geosintéticos	16
2.3 Tipos de Geosintéticos	17
CAPITULO 3 : PRINCIPIOS BASICOS Y COMPONENTES DEL SISTEMA DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS	
3.1 Suelo Reforzado	22
3.2 Interacción Suelo-Refuerzo	22
3.3 Comportamiento del Refuerzo	23
3.4 Mecanismos de Falla para Muros de Suelo Reforzado	30
3.5 Componentes del sistema de suelo reforzado con geomallas	32
CAPITULO 4 : DISEÑO ESTRUCTURAL	
4.1 Métodos de Diseño	41
4.2 Análisis de Estabilidad Externa	42
4.3 Análisis de Estabilidad Interna	56

4.4	Evaluación de la deformación del muro	65
CAPITULO 5 : APLICACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL		
5.1	Generalidades	67
5.2	Datos de Campo	67
5.3	Análisis y Diseño	69
5.4	Elaboración de Planos	78
5.5	Especificaciones	78
5.6	Proceso Constructivo	85
CONCLUSIONES.....		88
RECOMENDACIONES.....		89
BIBLIOGRAFÍA		90
ANEXOS		92

RESUMEN

En el Curso de Actualización de Conocimientos se desarrollo el tema “Aplicación de Geosintéticos en Obras de Ingeniería Civil” para lo cual se realizó en gabinete y campo la aplicación de diversos geosintéticos con el fin de dar solución a casos particulares de obras de ingeniería civil.

En el caso particular del presente trabajo “Muros de Contención de Suelos Reforzados con Geomallas – Diseño Estructural” se usó una geomalla unidireccional con el fin de reforzar el suelo y un paramento de bloques de concreto con el fin de confinar dicho suelo, este material se usó para construir un pequeño muro de contención dentro de las instalaciones de la UNI.

Previamente en el gabinete se realizó la recopilación y estudio de la información técnica que ha servido para darnos las pautas necesarias para elaborar el presente informe sobre el diseño estructural, también se realizó ensayos del suelo natural donde se ejecutó el muro, con el fin de conocer las propiedades físicas de dicho suelo y ser usadas en el diseño estructural del muro de contención ejecutado, esto se realizó con la ayuda de los técnicos del laboratorio de mecánica de suelos del Laboratorio Nacional de Hidráulica.

Finalmente en el campo se construyó un pequeño muro de contención como parte de la aplicación del diseño estructural, para esto se contó con el asesoramiento del personal técnico de la empresa que donó las geomallas y los bloques de concreto usados.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Aspectos básicos del desempeño de los refuerzos geosintéticos extensibles al “pull out” en suelos granulares y cohesivos de baja plasticidad.....	26
Tabla 2: Parámetros de Diseño con geomallas. Coeficientes de interacción Suelo - Geomalla “Ci” para geomallas uniaxiales de HDPE.....	27
Tabla 3: Factores de reducción por CREEP en función al tipo de polímero.....	29
Tabla 4: Factores de reducción por daños de instalación.....	29
Tabla 5: Factores de seguridad y reducción para geomallas estructurales de HDPE.....	30
Tabla 6: Especificaciones del bloque de concreto estándar.....	33
Tabla 7: Propiedades de las geomallas uniaxiales de HDPE.....	35
Tabla 8: Recomendaciones para la gradación del relleno del drenaje.....	36
Tabla 9: Gradaciones recomendados y Requisitos de plasticidad para relleno reforzado.....	37
Tabla 10: Datos de ángulo de fricción para uso en diseños preliminares.....	38
Tabla 11: Factores de Seguridad Externo recomendados por AASHTO.....	46
Tabla 12: Factores de Seguridad Externo recomendados por FHWA.....	47
Tabla 13. Coeficientes de Capacidad portante.....	51
Tabla 14. Calculo del Deslizamiento en cada capa de Geomalla.....	70
Tabla 15. Verificación al volcamiento en cada capa de geomalla.....	71
Tabla 16. Cálculo de la excentricidad por capas.....	74
Tabla 17. Verificación al Deslizamiento por capas.....	74
Tabla 18. Cálculo de las Fuerzas de Tensión Máxima en las Capas de Refuerzo.....	76
Tabla 19. Estabilidad Interna con respecto a la capacidad de Extracción.....	76
Tabla 20. Calculo de las Cargas Sísmicas.....	77
Tabla 21: Gradación del material de relleno.....	79
Tabla 22: Gradación del material de drenaje.....	80
Tabla 23: Propiedades de la geomalla uniaxial UX1400MSE.....	83

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Sección Transversal Típica de un Muro de Suelo Reforzado.....	10
Figura 2. Transferencia de esfuerzos friccionantes entre el suelo y la superficie del reforzamiento.....	23
Figura 3. Resistencia pasiva o trabazón mecánica del suelo con los refuerzos. .	23
Figura 4. Aumento de resistencia al corte por incremento en la presión de confinamiento debido al Refuerzo.....	24
Figura 5. Aumento de la resistencia al corte por la cohesión aparente que genera el refuerzo geosintético.....	24
Figura 6. Proceso de fabricación de las Geomallas.....	34
Figura 7. Superficies de falla para los diferentes análisis de estabilidad.....	41
Figura 8. Mecanismos de Falla para Análisis por Estabilidad Externa.....	43
Figura 9. Cálculo de la presión activa de suelos para paramento inclinado y talud superior según coulomb.....	45
Figura 10. Cargas externas en muro sin talud superior y ubicación de sobrecarga de tráfico según análisis a realizar.....	46
Figura 11. Cálculo de la presión vertical de fundación.....	47
Figura 12. Estabilidad global y compuesta de un sistema de muros de tierra estabilizada mecánicamente de geometría compleja.....	52
Figura 13. a) Condición de muro sin sobrecarga de talud.....	53
Figura 13. b) Condición de muro con sobrecarga de talud en su parte superior.....	54
Figura 14. Localización de la superficie de falla potencial para el análisis de estabilidad interna en un muro de suelo reforzado.....	57
Figura 15. Mecanismos de falla para Análisis por Estabilidad Interna.....	58
Figura 16. Definición de profundidades “di”.....	60
Figura 17. Análisis Sísmico de la Estabilidad Interna.....	62
Figura 18. Curva empírica para estimar el desplazamiento lateral anticipado durante la construcción de un muro de tierra estabilizada mecánicamente.....	66
Figura 19. Geometría del Muro-Elevación.....	68
Figura 20. Geometría del Muro-Planta.....	68
Figura 21. Cargas de Diseño para la aplicación.....	69
Figura 22. Cálculo de la distancia “di”.....	70

Figura 23. Verificación al volcamiento.....	71
Figura 24. Verificación de la capacidad portante.....	71
Figura 25. Calculo del factor sísmico.....	73
Figura 26. Calculo de las fuerzas de tensión máxima.....	75
Figura 27. Calculo de las cargas sísmicas.....	77

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
EPA	Environmental Protection Agency
FHWA	Federal Highway Administration
GRI	Geosynthetic Research Institute
HDPE	Polietileno de Alta Densidad
MSEW	Mechanically Stabilized Earth Wall
NCMA	National Concrete Masonry Association
PE	Polietileno
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
PS	Poliestireno

LISTA DE SIMBOLOS

A	Coeficiente máximo de aceleración del terreno
A_m	Coeficiente de aceleración máxima del muro en el centro de gravedad de la masa de suelo reforzado.
α	Factor de corrección por efecto de escala.
α_β	Factor relacionado con la resistencia pasiva
β	Angulo de talud sobre el muro
C	Ancho tributario de refuerzo.
c	Cohesión del suelo
D_f	Profundidad de cimentación
d	Desplazamiento lateral del muro en mm
d_n	Profundidad a la que se encuentra la capa de refuerzo a ser analizado
$\Delta\sigma_v$	Incremento de la tensión vertical debido a las cargas verticales
$\Delta\sigma_h$	Incremento de la tensión horizontal debido a sobrecargas concentradas horizontales
F^*	Factor de resistencia al arrancamiento o "pull out".

- F_q Factor de capacidad de soporte.
- F.S Factor de seguridad
- Ø Angulo de fricción del suelo
- γ Peso unitario del suelo de fundación
- K_{AE}* Coeficiente sísmico total de presión de la tierra
- Le Longitud del empotramiento o adherencia en la zona de resistencia detrás de la superficie de falla.
- Le*C Area total por unidad de ancho de los refuerzos en la zona resistente detrás de la superficie de falla.
- MD Dirección Longitudinal de la Geomalla
- N_c, N_q y N_γ* Coeficientes de capacidad de soporte
- P_{AE}* Empuje sísmico
- P_i Fuerza de Inercia
- P_{IR}* Fuerza de inercia horizontal
- P_r Resistencia ultima al arrancamiento del refuerzo por unidad de ancho.
- R_c Cobertura parcial o total de los refuerzos.
- R_{FCR}* Factor de reducción por creep en función del esfuerzo límite por creep
- R_{FID}* Factor de reducción por daños de instalación
- S_v* Espaciamiento vertical
- σ_v Presión vertical efectiva
- T_a, T_{Diseño}* Tensión de diseño a largo plazo para el estado límite
- TD Dirección Transversal de la Geomalla
- T_{md} Incremento dinámico inducido
- T_{ULT}* Fuerza de tensión última del refuerzo geosintético
- θ Inclinación de la parte posterior de la fachada
- W_a Peso de la zona Activa

INTRODUCCION

El uso de los Geosinteticos ha tomado mucha importancia en el área de la ingeniería, sobre todo en el mejoramiento de las propiedades del suelo, esto hace que su uso sea de interés para nuestra futura labor profesional como ingenieros civiles.

El presente trabajo esta orientado a difundir el diseño estructural de los Muros de Suelo Reforzado específicamente con el uso de geomallas, para lo cual se ha recopilado información de investigaciones realizadas por organismos de U.S.A., de las clases dictadas en el Curso de Titulación, de los proveedores de geosinteticos y de la experiencia al haber desarrollado el diseño y construcción de un pequeño muro de contención como parte del Curso de Titulación.

Este trabajo consta de los 5 capítulos siguientes:

En el capitulo 1 se da un alcance general de los Muros de Suelo Reforzado, así como de los tipos de muros según el tipo de refuerzo o paramento que es usado, también se menciona algunas de sus aplicaciones en obras de ingeniería.

Seguidamente se da un alcance general de los geosinteticos y los tipos de geosinteticos También se ha definido las geomallas y sus tipos según la dirección en la que serán tensionadas.

Los principios básicos del suelo reforzado, la forma de interacción suelo – refuerzo, así como el comportamiento del refuerzo son vistas en el capitulo 3, luego se dan los criterios de resistencia a largo plazo del refuerzo y se hace una evaluación de las propiedades del refuerzo que se debe tener en cuenta en el diseño estructural del muro de suelo reforzado, se indican los mecanismos de falla de los muros de suelo reforzado y se detalla los componentes del muro de suelo reforzado con geomallas y paramento de concreto, que ha sido parte de nuestro trabajo de campo en el curso de titulación.

En el capítulo de diseño estructural del muro de suelo reforzado se detallan los pasos a seguir para el análisis externo e interno y el análisis con las cargas sísmicas.

Finalmente se brinda un ejemplo de aplicación del diseño de muros de suelo reforzado con geomallas, este ha sido parte de nuestro trabajo de campo realizado en el curso de titulación del grupo N° 8.

CAPITULO 1

MUROS DE SUELO REFORZADO

1.1 ANTECEDENTES.-

Desde hace más de 3000 años se registran antecedentes de la aplicación del concepto de suelo reforzado, que consiste en colocar algún elemento en el suelo para mejorar sus características mecánicas.

Para la construcción de las paredes de sus torres, los babilonios usaron ramas de palmera entrelazadas; mientras que para la construcción de la Gran Muralla China (2000 años atrás) la arcilla y la arena eran reforzadas en algunas secciones mediante la utilización de ramas.

Las estructuras de contención en suelo mecánicamente estabilizado con geosintéticos, han sido muy utilizadas a nivel mundial desde inicios de los 80', no sólo para estribos de puentes y contención de tierras, sino también para reducir el área de derecho de vía para terraplenes viales, desde antes se utilizaron otros materiales para estabilizar el suelo. Durante mucho tiempo, estas estructuras fueron construidas casi exclusivamente en concreto y diseñadas como muros de gravedad o como muros pantalla, las cuales por su alta rigidez no toleran asentamientos diferenciales, requiriendo así de cimentaciones profundas que, para alturas importantes y suelos de baja capacidad portante, resultan en un elevado costo.

Los muros de suelo mecánicamente estabilizados, son estructuras económicas que toleran mayores asentamientos diferenciales que cualquier muro en concreto reforzado, manteniendo su condición de estabilidad. La colocación de geosintéticos de refuerzo, en una masa de suelo, mejora significativamente la resistencia de la masa, al punto de poder construir sistemas de contención con taludes verticales autosoportados.

Estas estructuras han cobrado gran importancia, por su bajo costo, facilidad del proceso constructivo, respuesta armónica ante la dinámica del terreno y desempeño ante eventos sísmicos.

1.2 MURO DE SUELO REFORZADO.-

Los Muros de Suelo Reforzado, también conocidos con las siglas MSEW

(Mechanically Stabilized Earth Wall), son sistemas de tierra mecánicamente reforzada cuyo talud mantiene una inclinación mayor a 70°.

Un Muro de Suelo Reforzado es una asociación de tierra y elementos de refuerzo capaces de soportar fuerzas de tensión importantes, estos elementos suelen ser tiras metálicas o geosintéticos (geotextiles o geomallas). El refuerzo con tales elementos da al conjunto una resistencia a la tensión de la que el suelo carece por si mismo, con la ventaja adicional de que la masa puede reforzarse única o principalmente en las direcciones mas convenientes. La fuente de esta resistencia a la tensión es la fricción interna del suelo, debido a que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a los elementos de refuerzo por fricción o trabazón mecánica, dependiendo del elemento de refuerzo.

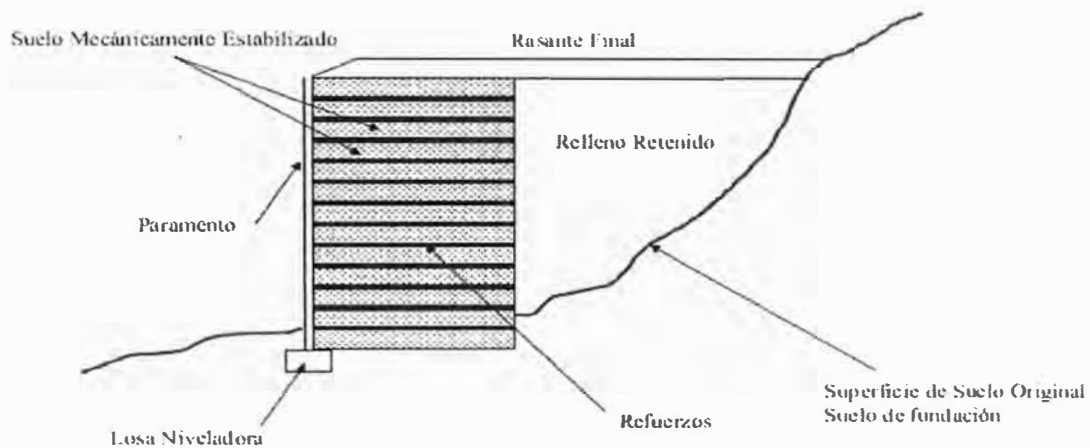


Figura 1. Sección Transversal Típica de un Muro de Suelo Reforzado. Fuente Federal Highway Administration – Publication No FHWA-NHI-00-043.

1.3 TIPOS DE MUROS DE SUELO REFORZADO.-

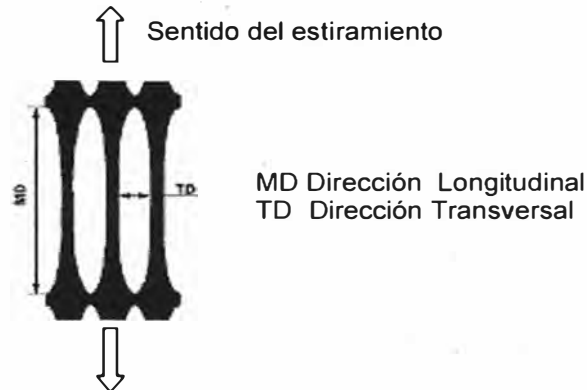
1.3.1 Según el tipo de refuerzo.-

Los sistemas de Muros de Suelo Mecánicamente Estabilizado (*MSEW*) se clasifican por la geometría de sus refuerzos, mecanismos de transferencia de esfuerzos, material de refuerzo, extensibilidad de los materiales de refuerzos, el tipo de cara o paramento y conexiones, lo que es mencionado por la *Federal Highway Administration* en su publicación *FHWA-NHI-00-043 (2001)* y que también es citado por otros autores.

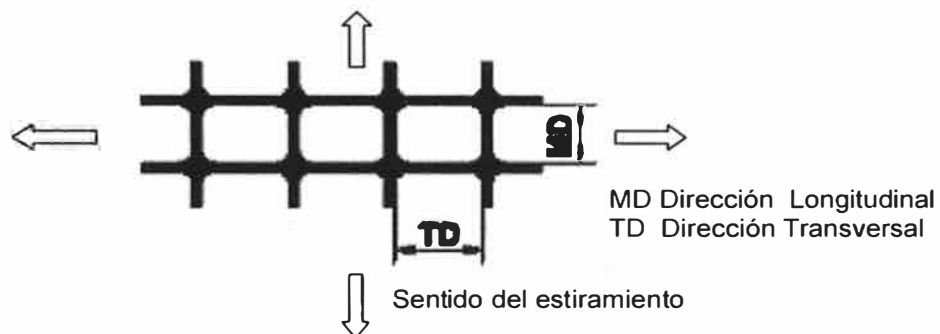
1.3.1.1 Por la Geometría del Refuerzo:

Pueden considerarse 3 categorías según la geometría del refuerzo:

- Unidireccional simple, emplea tiras o cintas de acero lisas, texturadas o con coberturas de geosintéticos.
- Unidireccional compuesta, emplea mallas o barras entrelazadas que se caracterizan porque la longitud de las aberturas son mayores a 150mm.



- Bi-direccional plana, formado por láminas continuas de geosintéticos, mallas electrosoldadas o tejidas de acero. Estas mallas se caracterizan porque la longitud de las aberturas del refuerzo son menores a 150mm.



1.3.1.2 Por el Tipo de Material del Refuerzo:

- Sistemas con Refuerzos Metálicos, en los cuales el refuerzo es generalmente de acero dulce. El acero es usualmente galvanizado o recubierto con una capa de epoxico.
- Sistemas con Refuerzos No Metálicos, en los que sus refuerzos son generalmente de materiales poliméricos los cuales están compuestos por polipropileno, polietileno o poliéster.

El desempeño y durabilidad para estas dos clases de refuerzo varían considerablemente entre ellas, para la primera el caso crítico es la corrosión, mientras que para la segunda es la degradación química y biológica.

1.3.1.3 Por la Extensibilidad del Refuerzo:

- Sistemas con Refuerzos Extensibles, cuando la deformación del refuerzo en la falla es comparable o aun más grande que la deformabilidad del

suelo. Esto significa que el refuerzo se acomoda a la superficie de contacto con el suelo. Por ejemplo los geotextiles.

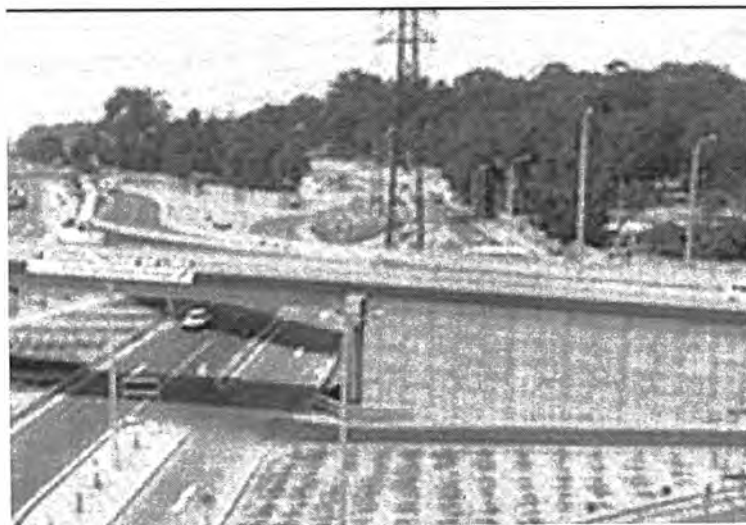
- Sistemas con Refuerzos Inextensibles, cuando la deformación del refuerzo en la falla es más baja que la deformabilidad del suelo. El refuerzo es lo suficientemente rígido como para no acompañar la superficie de contacto con el suelo y mantener su forma original. Por ejemplo las tiras metálicas.

1.3.2 Según el paramento externo:

Los tipos de elementos de fachada usados en los diferentes sistemas de *MSEW* controlan su estética ya que son las únicas partes visibles de la estructura final, por tal motivo se provee a la estructura de una diversidad de acabados y colores, al mismo tiempo que sirve como protección contra la pérdida de relleno reforzado y erosión del paramento entre las líneas de refuerzo. El tipo de cara de los *MSEW* define además la tolerancia a los asentamientos. Los tipos principales de acabados son:

1.3.2.1 Paneles de Concreto Prefabricados:

Los paneles de concreto prefabricados tienen un espesor mínimo de 140mm y son de geometría cruciforme, cuadrada, rectangular o hexagonal. Requieren además refuerzo por tensión y temperatura, pero varían con el tamaño del panel. Las unidades verticalmente contiguas están generalmente conectadas con pines de gran resistencia al corte.



*Muro de Suelo Reforzado con Paneles de Concreto. Intercambio Vial Sur, que comunica el Cono Sur de Lima Metropolitana en Villa El Salvador. Lima, Perú.
(Centurión, 2005).*

1.3.2.2 Bloques de Concreto:

Son relativamente pequeñas unidades de concreto que han sido especialmente diseñadas y confeccionadas para aplicaciones en muros de contención. El peso de estas unidades va de 15 a 50Kg, con unidades de entre 35 a 50Kg generalmente para aplicaciones en proyectos de carreteras. La altura de estas unidades va de 100 a 200mm. La longitud de la cara expuesta es usualmente de 200 a 450mm. El ancho nominal de estas unidades (dimensión perpendicular a la cara del muro) presenta rangos de 200 a 600mm. Las unidades pueden ser fabricadas sólidas o huecas. Estas unidades no necesitan de mortero alguno y son apiladas una tras otra siguiendo la configuración de un muro de "soga". Verticalmente las unidades pueden estar conectadas por pines, conectores o llaves de gran resistencia al corte.



Muro de Suelo Reforzado con Bloques de Concreto. Proyecto para el Curso de Titulación 2006 de la Facultad de Ingeniería Civil - UNI. Lima, Perú.

1.3.2.3 Paramento Metálico:

Es el sistema original de suelo reforzado y presenta como fachada unas láminas de acero galvanizado en forma de semicilindros. Aunque los paneles prefabricados de concreto son generalmente ahora más usados en los refuerzos de muros de suelo reforzado, los paneles metálicos pueden ser apropiados en estructuras donde hay dificultad de acceso y/o espacio para manipular por lo que se requieren fachadas más ligeras.

1.3.2.4 Mallas Electrosoldadas:

El alambre de la malla puede ser doblado hacia arriba formando una "L" para conformar la cara de la estructura, en la cual se deposita algún material

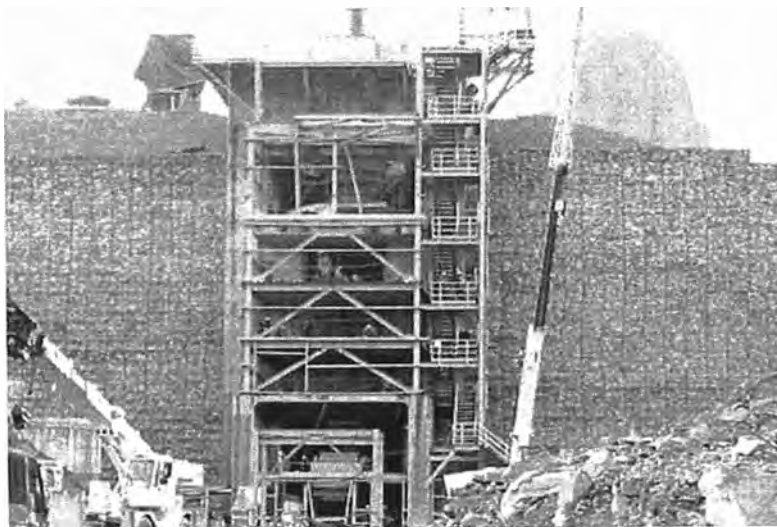
geosintético como geomallas biaxiales o geomantas para controlar la erosión y pérdida de material entre las líneas de refuerzo.

1.3.2.5 Fachada de Geosintéticos:

Varios tipos de geosintéticos pueden ser usados para esta aplicación, geotextiles, geomallas biaxiales, geomantas, biomantas, etc., las cuales son colocadas formando envolturas alrededor de la fachada entre capas de refuerzos para formar la cara expuesta de los muros de contención. Estas fachadas son muy susceptibles a la degradación por rayos ultravioletas, vandalismo y daños causados por fuego. Alternativamente se puede emplear geomallas con geomantas, las cuales envueltas de la misma manera, generan crecimiento de vegetación proporcionando así la protección necesaria contra los rayos ultravioleta (UV) y una mejor integración con el medio ambiente.

1.3.2.6 Paramento de Gaviones:

Los gaviones (cajas de alambres doblemente torsionados rellenos con piedra) pueden ser usados como paramento con elementos de refuerzo que puede ser colas de la misma malla hexagonal a doble torsión de los gaviones, malla electrosoldada, barras metálicas, geomallas o geotextiles



Muro de Suelo Reforzado con Paramento de Gaviones, 22.5m de alto. Mina Alto Chicama, La Libertad. Perú. (Centurión, 2005)

1.4 APLICACIONES DE LOS MUROS DE SUELO REFORZADO.-

Las estructuras de contención en suelo mecánicamente reforzado son estructuras económicas, ideales para aplicaciones donde tradicionalmente se

han utilizado muros de contención de concreto. Entre estas aplicaciones se destacan los estribos de puentes, muros pantalla, ampliación de terraplenes, excavaciones en terrenos donde el suelo no garantiza taludes estables en laderas de alta pendiente o terrenos con muy baja capacidad portante donde la eliminación de los costos de mejoramiento de la fundación han logrado ahorros del costo total del proyecto.

Otras aplicaciones frecuentes incluyen:

- Estructuras temporales para desvíos de carretera.
- Diques para manejo y contención de aguas en ríos y lagos, estructuras de contención en escombreras o rellenos sanitarios.
- Presas y ataguías, incluyendo el realce de estructuras similares existentes.
- Depósitos para almacenamiento o confinamiento de materiales.

CAPITULO 2

GEOSINTETICOS

2.1 ANTECEDENTES

A escala mundial podría definirse el período entre los fines de los '50 y la superación de la crisis petrolera a fines de los 70 como la "época pionera" en el desarrollo de los geosintéticos. Durante ese período se fueron consolidando las distintas tecnologías de fabricación y se inicio la producción industrial de diversos geosintéticos. A través de esas dos décadas tanto en EEUU como en Europa se fue pasando de las "obras piloto" al empleo de estos productos en infinidad de obras, paralelamente con el inicio de la investigación sobre sus alcances y posibilidades.

En el ámbito de la construcción la aceptación de los materiales sintéticos fue muy lenta, quedando el desarrollo de los geosintéticos principalmente en manos de las industrias textiles y los grandes conglomerados petroquímicos.

A partir de la década del '80 asistimos al "período de consolidación" de los geosintéticos. Esta etapa se caracteriza por el uso masivo y creciente de estos productos, la diversificación de sus aplicaciones, la aparición de nuevos desarrollos. Hoy día, las geomallas y los geotextiles proveen características controladas, comportamiento uniforme, gran durabilidad, lo que los convierte en materiales ideales para el refuerzo de suelos.

2.2 LOS GEOSINTETICOS

Según ASTM D 4439: "GEOSINTÉTICO: es un producto plano fabricado a partir de materiales poliméricos, para ser usado con suelo, roca, tierra, o cualquier otro material geotécnico, como parte integral de un proyecto, estructura, o sistema realizado por el hombre".

Los geosintéticos son producidos bajo un estricto control de calidad que los hace ideales para ser utilizados en obras de ingeniería.

Las funciones principales que suelen cumplir los geosintéticos pueden agruparse en mecánicas e hidráulicas:

- | | |
|---------------|--|
| ➤ MECANICAS | Refuerzo, Separación |
| ➤ HIDRAULICAS | Filtración / Drenaje, Impermeabilización |

Como ventajas principales se destacan:

- **durabilidad** – por emplear fibras sintéticas en su producción, resisten la acción del tiempo y los agentes agresivos naturales.
- **ductilidad** – se adaptan a innumerables usos, en sus distintas formas y funciones. La relación entre el alargamiento longitudinal producido por una tracción y la disminución de la sección transversal es muy elevada
- **tenacidad** – por tratarse de fibras de alta tenacidad, presentan altos valores de resistencia a esfuerzos (tracción, desgarramiento, punzonado, etc.)
- **trabajabilidad** – debido a que lo constituyen materiales livianos, flexibles y de fácil instalación, lo que permite un menor esfuerzo.

Los geosintéticos contribuyen a lograr un mejor aprovechamiento de los suelos, al poderse construir taludes de pendientes más pronunciadas. Otra virtud es la posibilidad de construir en lugares valiosos por su estética o posición geográfica, pero de difícil aplicación, como son costas y acantilados. Debido a su durabilidad son ideales para ser utilizados en proyectos de caminos, puentes o vías férreas, en los cuales la vida útil prevista supera las posibilidades de los materiales naturales usados tradicionalmente para refuerzo, separación y drenaje. También se destaca la posibilidad de lograr soluciones eficaces con un mínimo impacto ambiental.

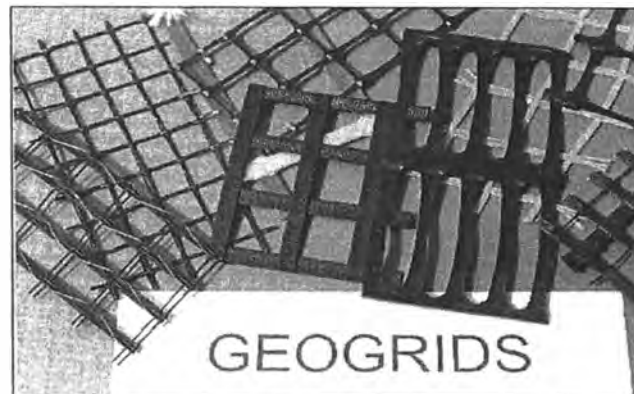
2.3 TIPOS DE GEOSINTETICOS

Hay muchas formas de diferenciar a los geosintéticos. La clasificación general de los distintos tipos de geosintéticos es:

- **Geotextil.**- Es una manta flexible, de poco peso y espesor, constituida por fibras poliméricas extruídas o estiradas, filamentosas o aplanadas, fabricadas por procesos de origen textil, con trama regular (tejidos) o entrecruzada sin ordenación preferente (no tejidos).



- Geogrilla o Geomalla.- Es un geosintético usado para refuerzo, formado por una retícula regular de elementos resistentes a la tracción, con una apertura de tamaño suficiente que permite el anclaje del suelo circundante, piedra u otros materiales geotécnicos; como parte integrante de un proyecto, estructura o sistema realizado por el hombre



- Geonet o Geored.- Es un geosintético obtenido vinculando conjunto de listones paralelos, superponiéndolos en distintos ángulos para lograr el drenaje planar de líquidos o gases.



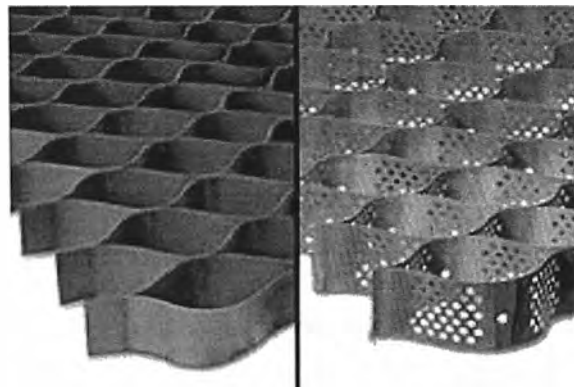
- Geomembrana.- Es una lámina sintética que actúa como barrera de bajísima permeabilidad, usada con cualquier material geotécnico para controlar la migración de fluidos en un proyecto, estructura o sistema realizado por el hombre.



- Geodren.- Producto de formas diversas, como son tubos perforados, tiras o planchas tridimensionales con canales, cuya sección posee una elevada cantidad de vacíos. Generalmente se complementan con un geotextil externo como filtro, por lo que puede considerarse en estos casos como un geocompuesto



- Geoceldas.- Estructura tridimensional permeable a base de polímeros (sintéticos o naturales), con forma de matriz de celdas huecas, constituida por bandas de geotextiles o geomembranas ligadas alternativamente y usada en contacto con el suelo o con otros materiales.



- Geomanta.- Estructura plana a base de polímeros (naturales o sintéticos) constituida por una red densa y regular cuyos elementos están ligados por nudos

o por procesos térmicos, y cuyas aberturas tienen dimensiones superiores a las de sus constituyentes, usado en contacto con el suelo o con otros materiales.



- Geocompuestos.- En general los geocompuestos son combinaciones de geosintéticos, de un geosintético con un material natural, geogrillas y geomembranas; o geotextiles, o alguno de estos con otro material (por ejemplo: algunos suelos, láminas de plástico deformado, cables de acero, etc.) que da resultado satisfactorio a un problema específico, logrando así un alto rendimiento y un menor costo.



Según *Robert Koerner, Designing with Geosynthetics (4ª Ed 2002)*; los geosintéticos que se fabrican según el tipo de polímero son como sigue:

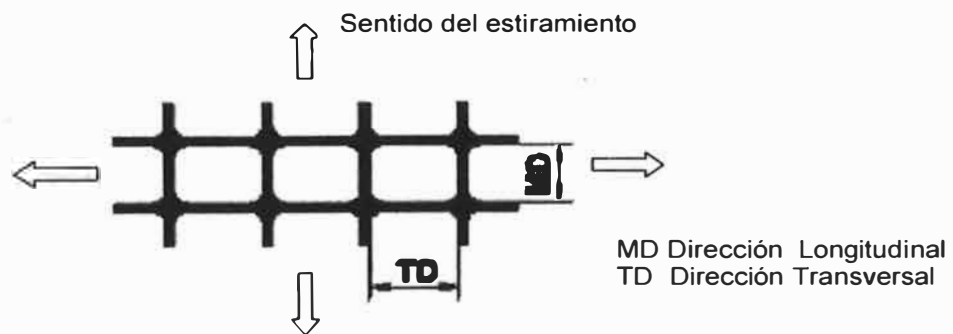
- Polipropileno (PP): Geotextiles, Geomembranas, Geomallas, Geocompuestos.
- Poliéster (PET): Geotextiles, Geomallas
- Polietileno (PE): Geotextiles, Geomembranas, Geomallas, Geotubos, Georedes, Geocompuestos.
- Poliamida (Nylon 6/6): Geotextiles, Geocompuestos, Geomallas.
- Poliestireno (PS): Geocompuestos, Geobloques (Geoespuma)

Las geomallas forman una estructura en forma plana, conformando una red regular con todos sus elementos conectados de forma integrada, ya sea por extrusión, soldadura o tejido, cuyas aberturas son usualmente mayores que los componentes del suelo natural y son usadas en aplicaciones como geotécnica, protección ambiental, hidráulica e ingeniería, se tienen dos tipos.

- **Geomalla Unidireccional:** Es una estructura plana producida a base de polietileno de alta densidad en un proceso de extrusión siguiendo un estiramiento en un solo sentido (el que ofrece mayor resistencia a la tensión).



- **Geomalla Bidireccional:** Es una estructura plana manufacturada en polipropileno, químicamente inerte y con características de uniformidad y homogeneidad, producida en un proceso de extrusión siguiendo un estiramiento longitudinal y transversal ofreciendo igual resistencia en ambos sentidos.



CAPITULO 3

PRINCIPIOS BASICOS Y COMPONENTES DEL SISTEMA DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS

3.1 SUELO REFORZADO.-

Una masa de Suelo Reforzado es análoga a un concreto reforzado, en la que las propiedades mecánicas de la masa son mejoradas por el refuerzo colocado en forma paralela a la dirección de deformación principal, buscando compensar la deficiencia de resistencia a la tensión del suelo. El mejoramiento de la resistencia a la tensión es el resultado de la interacción entre el refuerzo y el suelo.

Según la Federal Highway Administration en su publicación FHWA-NHI-00-043 (2001) el material compuesto tiene las siguientes características:

- La transferencia de esfuerzos entre el suelo y el refuerzo toma lugar continuamente a lo largo del refuerzo.
- Los refuerzos son distribuidos a lo largo de la masa del suelo con un grado de regularidad, no debiendo estar *localizados*.

3.2 INTERACCION SUELO - REFUERZO.-

Al colocar capas de geosintéticos en la masa de suelo se establece una relación enmarcada por las siguientes características:

- La transferencia de esfuerzo entre el suelo y el refuerzo se desarrolla en forma continua a lo largo de todo el refuerzo.
- Los refuerzos se distribuyen sobre toda la masa de suelo y no localmente.

Los esfuerzos son transmitidos entre el geosintético y la masa de suelo por fricción (Figura 2) y/o por resistencia pasiva (Figura 3) dependiendo de la geometría del elemento geosintético según los estudios de la FHWA.

3.2.1 FRICCION.-

Este mecanismo de interacción se desarrolla en posiciones donde hay un desplazamiento relativo y el correspondiente esfuerzo al corte entre la superficie

de suelo y del refuerzo. Los elementos de refuerzo donde la fricción es importante deberían estar alineados con la dirección del movimiento relativo del suelo reforzado.

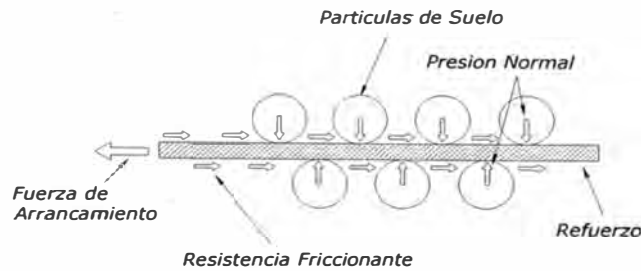


Figura 2. Transferencia de esfuerzos friccionantes entre el suelo y la superficie del reforzamiento

3.2.2 RESISTENCIA PASIVA O TRABAZON.-

Ocurre mediante el desarrollo de esfuerzos de soporte sobre las superficies de refuerzo “transversal”, normal a la dirección del desplazamiento relativo de la masa de suelo reforzado, que se dan por el entramamiento entre el material terreo y el geosintetico. La resistencia pasiva constituye el principal mecanismo de interacción en las geomallas.

La contribución de cada mecanismo de transferencia para un refuerzo particular dependerá de la rugosidad de la superficie (la fricción de la superficie), los esfuerzos normales efectivos, dimensiones de abertura de la malla, espesor de los miembros transversales, y las características de elongación del refuerzo. Igualmente importantes para el desarrollo de interacción son las características del suelo, incluyendo tamaño de grano, distribución del tamaño de grano, forma de las partículas, densidad, contenido de agua, cohesión y rigidez.



Figura 3. Resistencia pasiva o trabazón mecánica del suelo con los refuerzos

3.3 COMPORTAMIENTO DEL REFUERZO.-

La presencia de un geosintético de refuerzo en el suelo restringe las deformaciones, generando una alta resistencia al corte en el conjunto, manifestada en el incremento de fuerzas resistentes a través de la superficie

potencial de falla. Esto se observa en los gráficos del círculo de Mohr, producto de ensayos del suelo con el geosintético.

El primer caso se interpreta como un incremento en la presión de confinamiento ocasionada por el tensionamiento del geosintético.

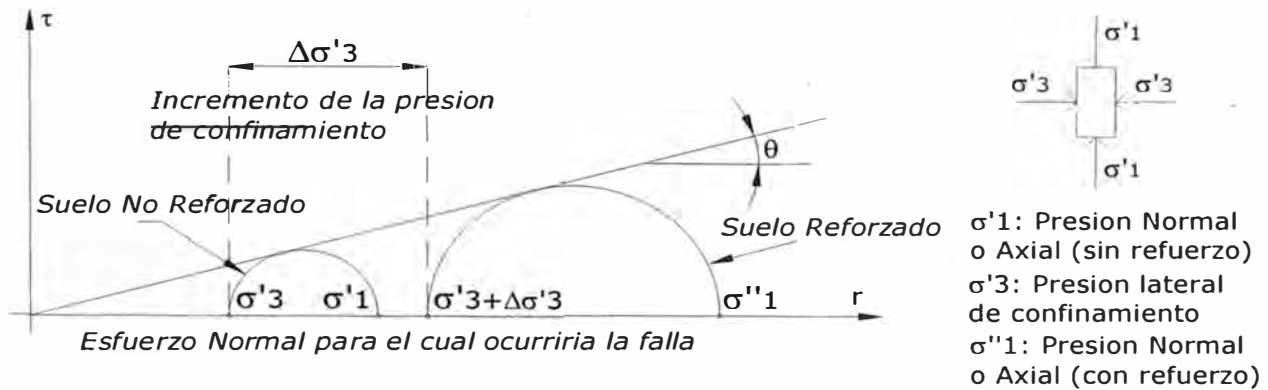


Figura 4. Aumento de resistencia al corte por incremento en la presión de confinamiento debido al Refuerzo

El segundo, se interpreta como la generación de una cohesión anisotrópica que se da por cortante (fricción) y adhesión (resistencia pasiva) con el geosintético que ocasionan el desplazamiento de la envolvente de falla hacia arriba. En ambos casos, el incremento en la resistencia al corte es evidente.



Figura 5. Aumento de la resistencia al corte por la cohesión aparente que genera el refuerzo geosintético

Estos esfuerzos son tomados por el refuerzo de dos maneras:

Tensión es el modo más común de acción de refuerzos. Todos los elementos de refuerzo "longitudinal" (los elementos de refuerzo alineados en la dirección del movimiento del suelo) son generalmente sujetos a grandes esfuerzos de tensión. Los esfuerzos de tensión son también desarrollados en refuerzos flexibles que cruzan el plano de corte.

Corte y rigidez torsional Los elementos "*Transversales*" de refuerzo que tienen alguna rigidez, pueden resistir esfuerzo al corte y momentos de flexión.

3.3.1 DESEMPEÑO DEL REFUERZO.-

Para el diseño de sistemas de refuerzo de suelos con geosintéticos se requiere conocer el comportamiento de resistencia a largo plazo con respecto a tres criterios básicos según la FHWA en su publicación *No FHWA-NHI-00-043*:

- **Resistencia al Arrancamiento o Pull out:** la resistencia al arrancamiento de cada refuerzo debe ser mayor que la fuerza de tensión de servicio (diseño) en el refuerzo, considerando un factor de seguridad dado. La resistencia al "*pull out*" de los refuerzos está directamente relacionada con la combinación de dos mecanismos de interacción básicos entre el suelo y los refuerzos: "*La interfase de fricción y la resistencia pasiva del suelo contra los elementos transversales de los refuerzos*" (ver ítem 3.2). Los cuales a su vez dependen principalmente de su geometría estructural (refuerzos compuestos como grillas versus elementos lineales o planos, espesor de los elementos transversales y dimensiones de las aberturas).

- **Desplazamiento Admisible:** el desplazamiento relativo del sistema suelo-refuerzo, requerido para alcanzar las fuerzas de tensión (diseño) en el geosintético, debe ser menor que el desplazamiento admisible en la estructura. Depende principalmente del mecanismo de transferencia de carga, la extensibilidad del material de refuerzo, el tipo de suelo y la presión de confinamiento.

- **Desplazamiento a Largo Plazo:** la fuerza de arrancamiento debe ser menor a la carga crítica por deformación plástica "*creep*". Este desempeño del "*pull out*" a largo plazo (desplazamiento bajo una constante carga de diseño) es predominantemente controlado por las características de "*creep*" del material de refuerzo. Y del material de refuerzo y suelo de relleno si éste es un material cohesivo.

La resistencia última al arrancamiento ("*pull out*") P_r de los refuerzos por unidad de ancho del refuerzo se define como la carga última en tensión requerida para deslizar el refuerzo hacia afuera de la masa de suelo reforzado. Esta resistencia

se obtiene cuantificando el aporte de cada uno de los mecanismos de interacción mencionados según el tipo de geosintético, viene dada por la siguiente fórmula propuesta por la FHWA en su publicación No FHWA-NHI-00-043 (2001):

$$P_r = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v \cdot Le \cdot C \cdot Rc \quad (1)$$

Donde:

P_r , resistencia ultima al arrancamiento del refuerzo por unidad de ancho.

$Le \cdot C$, área total por unidad de ancho de los refuerzos en la zona resistente detrás de la superficie de falla.

Le , longitud del empotramiento o adherencia en la zona de resistencia detrás de la superficie de falla.

C , ancho tributario de refuerzo. **$C = 2$ para geomallas.**

F^* , factor de resistencia al arrancamiento o “pull out”.

α , factor de corrección por efecto de escala, depende de la rigidez del refuerzo (extensible o inextensible), para compensar la reducción no lineal de esfuerzos a lo largo de refuerzos altamente extensibles, basado en pruebas de laboratorio (Generalmente 1.0 para refuerzos metálicos inextensibles y de 0.6 a 1.0 para refuerzos geosintéticos).

σ_v , presión vertical efectiva, incluyendo las sobrecargas distribuidas en la interfase suelo – refuerzo (d_n^*).

Rc , cobertura parcial o total de los refuerzos, que depende del ancho total del refuerzo **b** y del espaciamiento horizontal centro a centro de los refuerzos **S_h** y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Rc = \frac{b}{S_h} \quad (2)$$

Tabla 1: Aspectos básicos del desempeño de los refuerzos geosintéticos extensibles al “pull out” en suelos granulares y cohesivos de baja plasticidad.

TIPO DE REFUERZO	MECANISMO DE TRANSFERENCIA DE CARGA	RANGO DE DESPLAZAMIENTO FRONTAL	DEFORMACION A LARGO PLAZO
Geotextiles	Friccional	Depende de la extensibilidad del Refuerzo (25 a 100mm)	Depende del reforzamiento de la estructura y de las características de creep del polímero
Geomallas	Friccional + Pasiva	Depende de la extensibilidad del Refuerzo (25 a 50mm)	Depende del reforzamiento de la estructura y de las características de creep del polímero

Fuente Project Demonstration 82 – Publication N° FHWA-NHI-00-043

El factor de resistencia al arrancamiento F^* puede ser estimado usando la siguiente ecuación general usada por la FHWA en su publicación No FHWA-NHI-00-043 (tanto para refuerzos metálicos como geosintéticos):

F^* = Resistencia Pasiva + Resistencia por fricción

$$F^* = F_q \cdot \alpha_\beta + \tan \rho \quad (3)$$

Donde:

F_q , factor de capacidad de soporte.

α_β , factor relacionado con la resistencia pasiva que esta basado en el espesor por unidad de ancho del refuerzo.

ρ , ángulo de fricción en la interfase suelo-refuerzo, a menudo mas baja que el ángulo de fricción del suelo mismo y puede formar un plano de deslizamiento. Sin embargo, el coeficiente de fricción en la interfase $\tan \rho$ debe ser determinado para evaluar el deslizamiento del material de relleno a lo largo de la superficie de contacto con el geosintético, y si se da el caso, con el suelo de fundación y el retenido. El ángulo de fricción en la interfase es determinado para el suelo con geosintéticos mediante el **ensayo de corte directo en concordancia con ASTM D 5321**.

Para refuerzo específico con geomallas, F^* se basa en un "Coeficiente de interacción" (Ver Tabla 2) y es definido de la siguiente manera:

$$F^* = C_i \cdot \tan \phi \quad (4)$$

Tabla 2: Parámetros de Diseño con geomallas. Coeficientes de interacción Suelo - Geomalla "Ci" para geomallas uniaxiales de HDPE.

TIPO DE SUELO ¹	ANGULO DE FRICCIÓN TÍPICO ²	Ci
Grava, grava arenosa, y mezclas de limo, arena y grava (GW & GM)	Mayor o igual a 34°	0,80
Arenas bien gradadas, arenas gravosas y mezclas de arena y limos (SW & SM)	Mayor o igual a 30°	0,75
Limos, arenas muy finas, arenas arcillosas y limos arcillosos (SC & ML)	Mayor o igual a 28°	0,58

1, Suelos compactados a aproximadamente 95% de la máxima densidad seca usando la prueba de Proctor estándar (Clasificación unificada de suelos entre paréntesis).
2 Valores típicos de ángulos de fricción son listados para cada tipo de suelo.

Fuente: Design for MESA Retaining Wall System TTN: Mesa – DG – 6.01.

3.3.2 EVALUACION DE LAS PROPIEDADES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Tanto la *FHWA*, *GRI* y la *NCMA* sostienen que las propiedades de diseño estructural de los materiales de refuerzo están en función de las características geométricas, resistencia y rigidez, durabilidad y tipo de material.

- **Características geométricas**, considerados dos tipos: los refuerzos metálicos como barras, tirantes y mallas de acero, cuya resistencia esta basada en el área de sección transversal, perímetro, espesor de los refuerzos y el % de R_c . y los refuerzos geosintéticos como geotextiles y geomallas, cuya resistencia se basa en el ancho del material de refuerzo y el % de R_c , el área de sección transversal no es necesaria debido a que la resistencia de los geosintéticos se expresa en fuerza de tensión por unidad de ancho.

- **Características de resistencia, durabilidad y tipo de material**, los refuerzos geosintéticos a base de polímeros HDPE, aunque no son susceptibles a la corrosión, pueden perder calidad debido a la exposición a la luz ultravioleta y a actividades fisicoquímicas en el suelo como la hidrólisis, la oxidación, etc. Además, estos materiales son susceptibles al daño producido durante la instalación, están en función de la severidad de la carga impuesta al geosintético y el tamaño y forma del material de relleno, también se debe cuidar los efectos de altas temperaturas en el paramento y las conexiones.

La degradación química o biológica depende del tiempo de vida útil de la estructura y de la interacción con el ambiente circundante. La mayoría de refuerzos con geosintéticos son enterrados, y por eso la estabilidad a los rayos ultravioletas (UV) es sólo de preocupación durante la construcción y/o cuándo el geosintético se usa para envolver el paramento o la cara de la estructura.

Para refuerzos geosintéticos, la resistencia de diseño a largo plazo se logra adicionando a la tensión última de diseño pérdidas de resistencia durante el periodo de su vida útil, método descrito detalladamente por el Geosynthetic Research Institute en su GRI Standard Practice GG4(a).

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF_{cr} * RF_D * RF_{ID} * FS} \quad (5)$$

Donde:

$T_a = T_{Diseño}$, tensión de diseño a largo plazo para el estado límite expresado en fuerza de tensión por unidad de ancho de refuerzo.

TULT, fuerza de tensión última del refuerzo geosintético, obtenida del ensayo de tira ancha (ASTM D4595 o GRI:GG1 para geomallas). Basado en el valor mínimo promedio de rollo (MARV) del producto.

RF_{CR}, factor de reducción por creep en función del esfuerzo límite por creep obtenido en pruebas de laboratorio para cada producto (ASTM D5262). Los rangos típicos de factores de reducción en función del tipo de polímero están indicados en la siguiente **Tabla 3**:

Tabla 3: Factores de reducción por CREEP en función al tipo de polímero.

TIPO DE POLIMERO	FACTOR DE REDUCCION POR CREEP
Poliéster (PET)	2,50 a 1,60
Polipropileno (PP)	5,00 a 4,00
Polietileno de Alta Densidad (HDPE)	5,00 a 2,60

Fuente: *Project Demonstration 82 – Publication N° FHWA-NHI-00-043*

RF_D, factor de reducción por durabilidad que está bajo la dependencia de la susceptibilidad del geosintético al ataque de microorganismos, productos químicos, oxidación térmica, hidrólisis, etc. El cálculo de este factor está descrito en la norma **EPA 9090**, en la práctica, pueden considerarse valores de 1.1 a 2.0.

RF_I, factor de reducción por daños de instalación, basado en **GGI-GG4** y **ASTM D 4595**, que puede variar entre 1.05 a 3.0, dependiendo de la gradación y del material de relleno y de la masa del material por el peso unitario (**Tabla 4**).

Tabla 4: Factores de reducción por daños de instalación.

N°	GEOSINTETICO	RELLENO TIPO 1 TAMAÑO MAX, 102mm D50 APROX. 30mm	RELLENO TIPO 2 TAMAÑO MAX. 20mm D50 aprox. 0,70mm
1	Geomalla de HDPE Uniaxial	1,20 - 1,45	1,10 - 1,20
2	Geomalla de PP Biaxial	1,20 - 1,45	1,10 - 1,20
3	Geomalla PET con Cobertura de PVC	1,30 - 1,85	1,10 - 1,30
4	Geomalla PET con Cobertura Acrilica	1,30 - 2,05	1,20 - 1,40
5	Geotextiles Tejidos (PP & PET) de $\geq 270\text{g/m}^2$	1,40 - 2,20	1,10 - 1,40
6	Geotextiles No Tejidos (PP & PET) de $\geq 270\text{g/m}^2$	1,40 - 2,50	1,10 - 1,40

Fuente: *Project Demonstration 82 – Publication N° FHWA-NHI-00-043*.

FS, factor de seguridad global considerado por motivo de incertidumbres en la geometría de la estructura, propiedades del relleno, propiedades del refuerzo y cargas externamente aplicadas. Para estructuras permanentes se emplea un coeficiente de seguridad mínimo de 1.5 (**Tabla 5**).

Tabla 5: Factores de seguridad y reduccion para geomallas estructurales de HDPE..

FACTORES PARCIALES DE SEGURIDAD Y REDUCCION PARA GEOMALLAS ESTRUCTURALES (100 AÑOS DE VIDA)				
	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4
Resistencia a la Tensión Ultima de Diseño (T_{ULT}) en kN/m	70	114	144	175
RF_{CR} (Factor de Seguridad por creep)	2.65	2.65	2.65	2.65
Esfuerz x límite por creep en kN/m	26.42	43.02	54.34	66.04
RF durabilidad	1.10	1.10	1.10	1.10
RF daño por instalación (Arenas $D_{máx.} = 20mm$, $D_{50} < 0.7mm$)	1.10	1.10	1.10	1.10
RF daño por instalación (Grava $D_{máx.} = 102mm$, $D_{50} < 30mm$)	1.25	1.25	1.25	1.25
FS incertidumbres	1.50	1.50	1.50	1.50
En arenas $D_{máx.} = 20mm$, $D_{50} < 0.7mm$ en kN/m	14.55	23.70	29.94	36.38
En Grava $D_{máx.} = 102mm$, $D_{50} < 30mm$ en kN/m	12.81	20.86	26.35	32.02

Fuente: *Design for MESA Retaining Wall System TTN: MESA - DG – 6.01 – Tensar Structural Geogrid Strength Properties 100yr design life.*

3.4 MECANISMOS DE FALLA DE MUROS DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO.-

La estabilidad de un muro de contención que se construya con suelo reforzado debe comprender principalmente dos clases de análisis. En primer lugar tomar el elemento como un conjunto que no será diferente de un muro convencional del tipo de gravedad. En segundo lugar se harán análisis de estabilidad interna básicamente para definir la longitud de las tiras de refuerzo y separación horizontal y vertical, esto para que no se produzca deslizamiento del material terreo respecto a las geomallas. Además de lo anterior es necesario colocar algún elemento frontal (paramento) que impida la salida de la tierra entre las capas de refuerzo.

Se han hecho tres tipos de estudios con relación a los muros de suelo reforzado:

- a). Estudios con vista a elaborar métodos de diseño; por lo general se ha procurado aplicar al caso la metodología de las teorías tradicionales de empuje de tierras.
- b). Estudios de modelos bidimensionales en el laboratorio; en los que la tierra se ha representado por medio de barritas metálicas de longitud relativamente grande en comparación con su diámetro. Las tiras de armado (geomallas) se han hecho con el mismo material usado en los prototipos. Se trata principalmente de modelos cualitativos y en ellos se estudiaron, los tipos de falla susceptibles de presentarse.
- c). Mediciones en prototipos construidos para resolver problemas específicos de vías terrestres.

De los análisis y estudios anteriores se concluye que existe riesgo de que se presente una falla de cualquiera de los tres tipos siguientes:

- a). Falla por deslizamiento de la tierra en relación a las tiras de armado, acompañada de una desorganización dentro del cuerpo del muro de suelo reforzado.
- b). Falla por rotura de las tiras de refuerzo, que parece estar asociada a mecanismos de falla progresiva.
- c). Falla en la cual el muro de suelo reforzado colapsa como un conjunto, sin deformación importante dentro de si mismo. Esta falla puede ocurrir por deslizamiento o volcadura y es análoga a la de un muro de contención convencional que falle por las mismas causas.

De estos tipos de falla, las dos primeras categorías corresponden a fallas dentro de la estructura de suelo reforzado, producto de un análisis de estabilidad interna y la tercera corresponde a un análisis externo de carácter típico.

- **Estabilidad Externa**

El análisis de estabilidad externo cubre la estabilidad general de la masa de suelo reforzada considerándola como un todo y es evaluado utilizando superficies de falla por fuera de la masa estabilizada.

- **Estabilidad Interna**

La estabilidad interna evalúa las superficies de falla potenciales dentro de la masa de suelo reforzada.

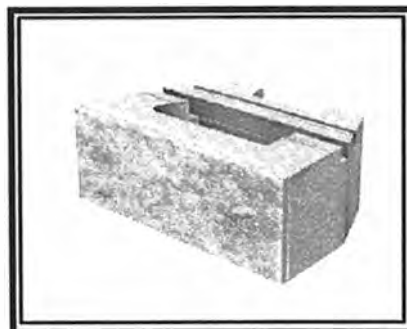
En algunos casos, las superficies de falla están parcialmente dentro y parcialmente fuera de la masa de suelo estabilizada, lo cual puede requerir un análisis de estabilidad combinados.

3.5 COMPONENTES DEL SISTEMA DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS

El sistema de suelo reforzado se refiere al muro conformado por paramento de bloques de concreto y refuerzos conformados por geomallas estructurales de polietileno de alta densidad tiene los siguientes componentes según *Tensar Earth Technologies, Inc.* (2001). Este sistema fue aplicado por el grupo N° 8 en el Curso de Titulación.

3.5.1 Bloques de concreto.

Son unidades elaboradas a base de cemento, agua y agregados a los cuales se instalan unos conectores de polietileno que permitirán fijar la geomalla, se colocan sin ningún tipo de material cementante fijándose sólo con los conectores.



Su función principal es la de conformar el paramento de la estructura, detener la erosión del relleno y proveer a la estructura de un tratamiento arquitectónico adecuado.

El peso de las unidades, combinadas con su inclinación, provee una resistencia al deslizamiento a lo largo de la base de las unidades apiladas y provee suficiente resistencia al vuelco para bajas alturas de muros. Adicionalmente, la pendiente o la inclinación de los bloques, pueden permitir una

reducción en la presión lateral del suelo la cual a su vez disminuye la cantidad de refuerzo requerido para los muros más altos. Las unidades de concreto son elaboradas con las siguientes especificaciones (**Tabla 6**):

Tabla 6 : Especificaciones del bloque de concreto estándar

UNIDAD DE CONCRETO	DIMENSIONES (Alto x Largo x Ancho) (pulg.)	TIPO DE CONECTOR	PESO APROX. (Kg.)
Standard	8" x 18" x 12" (Nominal)	Estándar	35.00

Fuente. *Highway Innovate Technology Evaluation Center (HITEC). 2000*

El bloque de concreto tiene un mínimo de resistencia a la compresión a los 28 días de 300Kg/cm². Y una protección contra los ciclos de hielo/deshielo, limitando su absorción a un 6% de su peso.

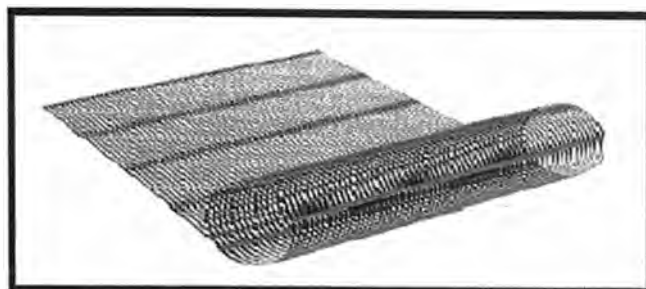
3.5.2 Conectores de polietileno de Alta Densidad.

Son elementos realizados con polietileno de alta densidad (HDPE) y 30% de incrustaciones de fibra de vidrio (grado-E) basado en *ASTM D578* que se emplean para asegurar una absoluta conexión mecánica entre la geomalla y los bloques de concreto. (*HITEC, 2000*).



3.5.3 Geomalla Estructural.

Las geomallas son estructuras poliméricas rígidas (polietileno de alta densidad, HDPE) fabricadas para aplicaciones en construcción, inertes al ataque de agentes químicos y presentadas en una amplia gama cada una designada con diferentes resistencias.



Las geomallas tienen una gran resistencia a la tensión y a las cargas dinámicas como resultado de su singular proceso de fabricación, están formadas partiendo de una lámina polimérica agujereada con un sistema controlado de aperturas, la cual es calentada y estirada para producir geomallas de gran resistencia y uniones integrales. Gracias a la continuidad de todas las propiedades a través de su estructura es utilizable para reforzar suelos o rellenos compactados, mejorando su estabilidad a largo plazo en aplicaciones bajo carga sostenida tales como estructuras de suelo reforzado.

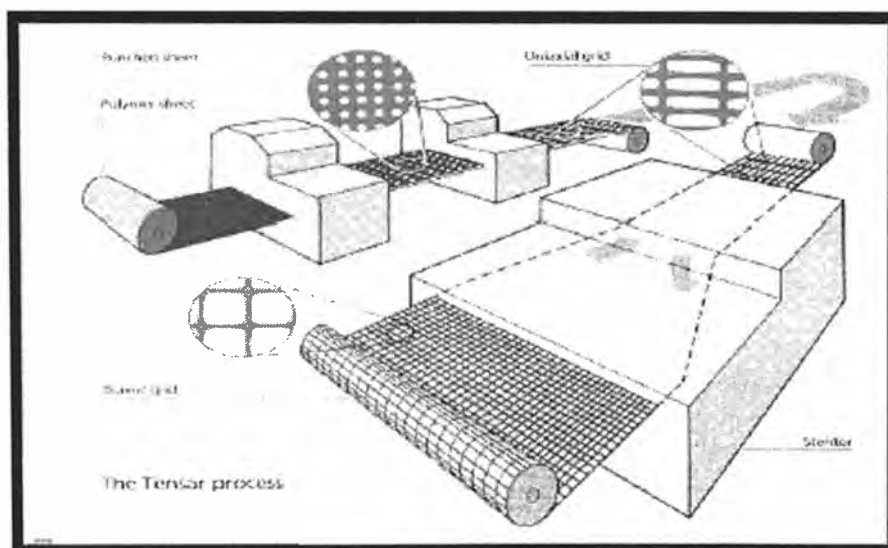


Figura 6. Proceso de fabricación de las Geomallas

Geoméricamente, las geomallas estructurales están formadas por miembros transversales (“costillas”) y longitudinales, los cuales forman una red de elementos tensionales conectados integralmente, en el cual los miembros transversales marchan paralelamente a la cara o borde libre de la estructura y poseen suficiente perfil transversal como para presentar suficiente trabazón en la interfase con suelos o materiales de relleno compactados y resistir los movimientos relativos de dichos materiales cuando son sometidos a cargas, es decir, se comportan como empalmes o anclas para proporcionar la fijación mecánica con el suelo de relleno. Los miembros longitudinales, por otro lado,

proporcionan la fricción con el suelo de relleno por la fijación que le confiere la fricción al contacto entre el suelo y la geomalla. (Tensar, 2001)

La geomalla estructural posee un módulo real inicial y un alto grado de estabilidad dimensional suficiente para causar que la carga aplicada se transfiera a la geomalla a niveles de deformación muy bajos sin que la estructura reforzada sufra deformaciones.

Tabla 7: Propiedades de las geomallas uniaxiales de HDPE

Propiedades de los Productos	Unidades	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4
Capacidad de Carga (basado en normas ASTM y GRI-GG4)					
Tension Ultima (ASTM D 663)	kN/m	70.0	114.0	144.0	175.0
Módulo a la Tracción (real inicial)	kN/m	950	1,580	1.750	2,350
Integridad del Producto (basado en normas ASTM y GRI-GG2-87)					
Capacidad a la tracción de las juntas	kN/m	66.0	105.0	135.0	160.0
Rigidez Flexural	x1,000 mg-cm	730	5,100	6,000	9,075
Durabilidad (basado en normas ASTM y EPA9090)					
Daño durante instalación (Sobre la base de la clasificación SUCS - SC, SW, GP)	%	95,92,90	95,92,90	95,92,90	95,92,90
Resistencia a degradación a largo plazo (químico, biológico)	%	100	100	100	100
Dimensiones del material					
Ancho del rollo	Metros	1.33	1.33	1.33	1.33
Longitud del Rollo	Metros	76.2	61.0	61.0	61.0

Fuente. Tensar Earth Technologies Inc. "Tensar Structural Geogrid Strength Properties"

La geomalla estructural es una estructura integral, resistente a la tracción y de alto peso molecular con las características citadas en la **Tabla 7**:

- Alta resistencia a la pérdida de capacidad de carga o integridad estructural cuando la geomalla se somete a esfuerzos mecánicos en la instalación;
- Alta resistencia a la deformación cuando la geomalla se somete a esfuerzos aplicados durante su uso,

- Alta resistencia a la pérdida de capacidad de carga o integridad estructural cuando la geomalla se somete a esfuerzos ambientales a largo plazo.

3.5.4 Relleno de filtro/drenaje.

Detrás de las unidades de concreto se coloca una capa de relleno de filtro/drenaje de 30cm mínimo de espesor, con dos finalidades fundamentales:

- Mejorar el drenaje de cualquier tipo de infiltración de agua en la zona reforzada. Por tanto, se requiere un material de relleno selecto, típicamente un agregado grueso bien gradada (piedra de ¾").
- Actuar como un filtro natural en la intersección de los bloques de concreto con el suelo reforzado evitando así una fuga de finos a causa de escorrentías internas.

AASHTO y la NCMA, proporcionan las gradaciones y especificaciones para el material de filtro/drenaje junto al relleno reforzado. Las especificaciones para este relleno se muestran en la **Tabla 8**:

Tabla 8: Recomendaciones para la gradacion del relleno del drenaje

AASHTO		NCMA	
Tamaño	Porcentaje que pasa	Tamaño	Porcentaje que
1"	100-75	1"	100-75
¾"	50-75	¾"	50-75
No.4	0-60	No.4	0-60
No. 40	0-50	No. 40	0-50
No. 200	0-5	No. 200	0-5

Fuente. *Design Manual for Segmental Retaining Walls. NCMA 1997.*

3.5.5 Relleno Reforzado

El relleno reforzado está conformado por la cantidad de suelo ubicado en el área comprendida entre la cara interna de los bloques, el borde de la losa de nivelación y la longitud final de la geomalla de refuerzo. El relleno de refuerzo es típicamente de baja plasticidad, material granular con un bajo contenido de finos. En resumen, es todo el material que se coloca y compacta en la zona de las geomallas detrás del paramento de bloques de concreto.

- **La gradación, material y plasticidad del relleno reforzado.** La gradación aceptable del material depende de las especificaciones del proyecto,

pero normalmente gobernados por las normas *AASHTO* o las normas de la *NCMA*. Las propiedades del material, el peso específico y el ángulo de fricción, usados en el diseño pueden estimarse para diseños preliminares pero se requieren los datos de pruebas específicas para desarrollar los diseños finales. Las gradaciones especificadas en las normas se muestran en la **Tabla 9**.

Tabla 9: Gradaciones recomendados y Requisitos de plasticidad para relleno reforzado

AASHTO		NCMA	
Tamaño	% que pasa	Tamaño	% que pasa
4"	100	4"	100-75
No. 4	100	No. 4	100-20
No. 40	0-60	No. 40	0-60
No. 200	0-15	No. 200	0-35
Requerimientos de plasticidad		Requerimientos de plasticidad	
PI	< 6	PI	< 20

Fuente, *Design Manual for Segmental Retaining Walls. NCMA 1997.*

AASHTO y *NCMA* recomiendan que el tamaño de la partícula máxima se limite a $\frac{3}{4}$ de pulgada para refuerzos con geosintéticos a menos que se haya hecho una comprobación para evaluar el daño por instalación.

Para materiales que contienen las partículas más grandes se recomienda que la cantidad de este material sea menor a 5% de la gradación global.

- **Peso específico del Material y Características técnicas de Compactación para el relleno reforzado.** El peso específico del material de relleno reforzado depende de los procedimientos de compactación especificados, los requisitos de densidad mínimos, la gradación del material y varios otros factores. Con los tipos de materiales típicamente especificados y los requisitos de compactación usuales, el peso específico húmedo se encuentra normalmente en el rango de 1.60ton/m³ a 2.10ton/m³. La comprobación de este valor se realiza aplicando la prueba de Proctor Estándar (ASTM D698 o AASHTO T99) la cual especifica que la densidad debe ser 95%, como mínimo de la Densidad Seca Máxima. Según AASHTO T99, el contenido de humedad debe estar entre +2% a -1% del volumen de humedad óptimo (no mayor a 2% húmedo, y no menor a 1% seco del valor óptimo). En nuestro país, la prueba de Compactación Proctor Modificada (ASTM D1557 o AASHTO T180) tiene un uso

generalizado, para la cual los fabricantes de geomallas recomiendan una compactación al 90% de la densidad seca máxima.

- **Parámetros de fuerza para materiales del relleno reforzado.** El parámetro de fuerza usado en el diseño de todas las estructuras de *MSEW* es el ángulo de fricción interna (ϕ'). El ángulo de fricción es un buen indicador del tipo del suelo y la gradación del material. Normalmente se prefieren los materiales granulares para el relleno reforzado antes que las arenas y arcillas por las siguientes razones:

1. Tiene una resistencia superior.
2. La buena trabazón con la geomalla de refuerzo.
3. Buenas características de drenaje.
4. Menor riesgo a largo plazo de falla por fluencia.
5. Más fácil de compactar.

Además, también se han usado limos y materiales arcillosos con éxito en los muros de *MSE*, de cualquier modo, cualquier material de relleno fuera de las normas necesita ser cuidadosamente revisado antes de usarlo en el diseño.

Muchas veces en las fases de diseño preliminares de un proyecto no hay información de la prueba específica o información en las especificaciones del proyecto con respecto al ángulo de fricción del material. Puede asumirse que el ángulo de fricción mínimo del relleno reforzado es 34° para la mayoría de los trabajos publicados. En el sector privado hay normalmente alguna clase de información de los suelos con respecto al tipo de relleno a ser usado y se pueden aplicar los valores de la **Tabla 10** de la *NCMA (1997)*:

Tabla 10: Datos de ángulo de fricción para uso en diseños preliminares

CLASIFICACIÓN	ANGULO DE FRICCIÓN
Limo (no plástico)	26-30°
Arena fina media uniforme	26-30°
La Arena bien-graduada	30-34°
Arena y grava media	32-36°

Fuente. *Design Manual for Segmental Retaining Walls. NCMA 1997.*

3.5.6 Relleno Retenido

El relleno retenido es el material que se encuentra inmediatamente después de la zona de refuerzo. No hay un requerimiento especial para este suelo como si lo tiene el relleno de suelo reforzado. Éste material es típicamente el material de la zona o “*in situ*” y es usualmente un relleno de menor calidad que el suelo usado en la zona de refuerzo. Los parámetros más importantes usados en el diseño son el ángulo de fricción interna, cohesión y peso específico del material.

En algunos casos el relleno retenido posee un componente de cohesión, sin embargo en la mayoría de programas de diseño, de manera conservadora, no se usa la cohesión.

3.5.7 Suelo de fundación

El suelo de fundación es el suelo sobre el cual se construirá la estructura, a menudo consisten en los mismos materiales y se usan los mismos parámetros de diseño que para el suelo retenido. Si no se posee información alguna de la resistencia del suelo de la fundación, se puede estimar unos valores aproximados de la misma forma que para el relleno retenido y reforzado, mediante la **Tabla 10** de la *NCMA (1997)*.

3.5.8 Losa niveladora

Los alineamientos horizontales y verticales de los muros de contención de suelo reforzado son establecidos por la construcción de una losa de nivelación de concreto simple (sin acero de refuerzo) en la base de la fachada del muro, dicha losa tiene como longitudes mínimas, 15 cm. (6 pulg.) de espesor y 60 cm. (24 pulg.) de ancho.

La mejor opción para una losa niveladora es un concreto no reforzado, pero en ciertas situaciones un agregado compactado puede servir como alternativa. Para alturas del muro arriba de los 6m la losa niveladora debe ser de concreto. Para los muros bajo 6m y mayor que 3m, con un material de fundación bueno, la losa niveladora puede ser de agregado o concreto. Para los muros bajo 3m la losa niveladora puede ser de agregado. Si las condiciones del suelo de fundación son cuestionables, entonces la losa de nivelación siempre debe ser de concreto.

En la mayoría de los casos la losa niveladora de concreto es una opción superior a la de agregado, debido a que proporciona más fácilmente una superficie nivelada para la colocación de la primera hilada de bloques, con el tiempo que se emplea en nivelar el primer curso de bloques, encontramos el ahorro en el rendimiento y tiempos empleados.

CAPITULO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño de un muro de suelo reforzado con geomalla consiste en determinar la geometría y requerimientos de refuerzo para evitar la falla interna y/o externa de la estructura.

4.1 METODOS DE DISEÑO

Dada la disponibilidad de diferentes métodos, el acuerdo general de un análisis completo consiste en lo siguiente:

- Análisis de Esfuerzos por servicio (Working Stress Analyses)
- Análisis de Equilibrio Limite (Limit Equilibrium Analyses)
- Evaluación de la Deformación (Deformation Evaluation)

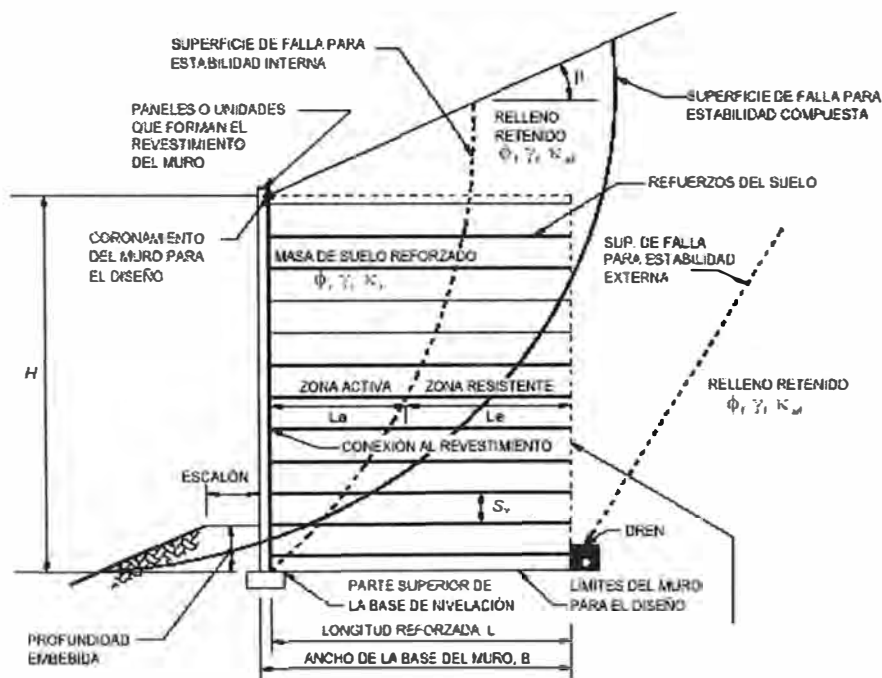


Figura 7. Superficies de falla para los diferentes análisis de estabilidad

a. Análisis según Esfuerzos de Trabajo actuando sobre el Muro:

Se asigna la ubicación del geosintético y se verifica que los esfuerzos en la masa de suelo sean compatibles con los del elemento de refuerzo,

posteriormente se evalúa la estabilidad local al nivel de cada refuerzo, de acuerdo con la superficie de falla obtenida.

b. Análisis por Equilibrio Límite:

Consiste en chequear la estabilidad de la estructura. Los tipos de estabilidad a considerar son estabilidad interna, externa y combinada. El análisis de estabilidad externa cubre la estabilidad general de la masa de suelo reforzada considerándola como un todo y es evaluada utilizando superficies de falla por fuera de la masa estabilizada. La estabilidad interna evalúa las superficies de falla potenciales dentro de la masa de suelo reforzada. En algunos casos, las superficies de falla están parcialmente dentro y parcialmente fuera de la masa de suelo estabilizada, lo cual puede requerir un análisis de estabilidad combinado.

c. Evaluación de las deformaciones .-

Un análisis de la deformación permite una evaluación anticipada de la estructura con respecto al desplazamiento horizontal y vertical, además permite evaluar la influencia y las variaciones del tipo de refuerzo en la actuación de la estructura. El análisis de la deformación horizontal es la mas difícil de los análisis realizados, en muchos casos se hacen aproximadamente o son absolutamente supuestos los factores de seguridad que aseguran que las deformaciones estarán dentro de los límites tolerables. El análisis de la deformación vertical se obtiene por métodos diferenciales, longitudinalmente a lo largo de la cara de la pared y transversalmente a la cara final del volumen de suelo reforzado, los resultados pueden incidir en la selección del paramento, los conectores del paramento o la secuencia de colocación del relleno.

4.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA .-

Las evaluaciones de estabilidad externa para las estructuras de suelo reforzado tratan a las secciones con refuerzo como una masa de suelo homogénea compuesta y evalúan la estabilidad de acuerdo a los métodos de falla convencionales para los de muros de gravedad.

- Deslizamientos en la base.
- Volcamiento.
- Capacidad de soporte.
- Estabilidad

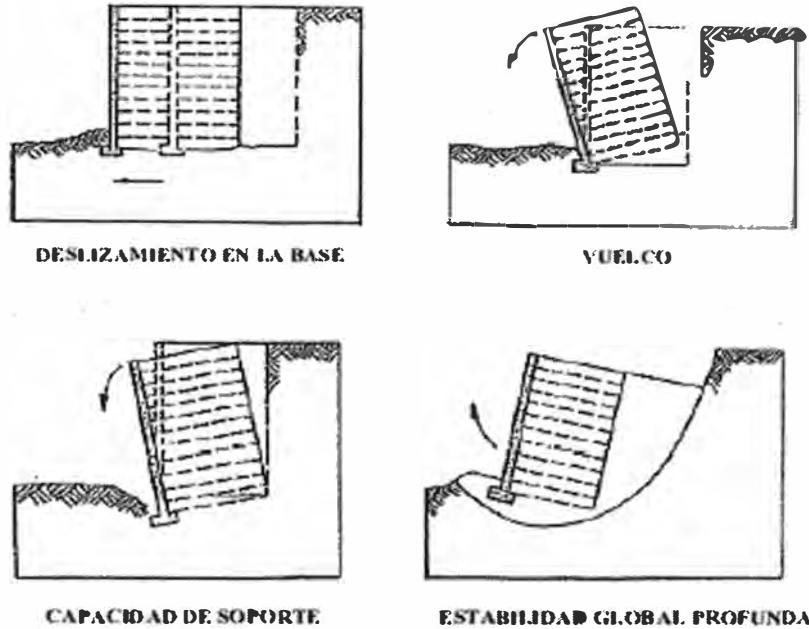
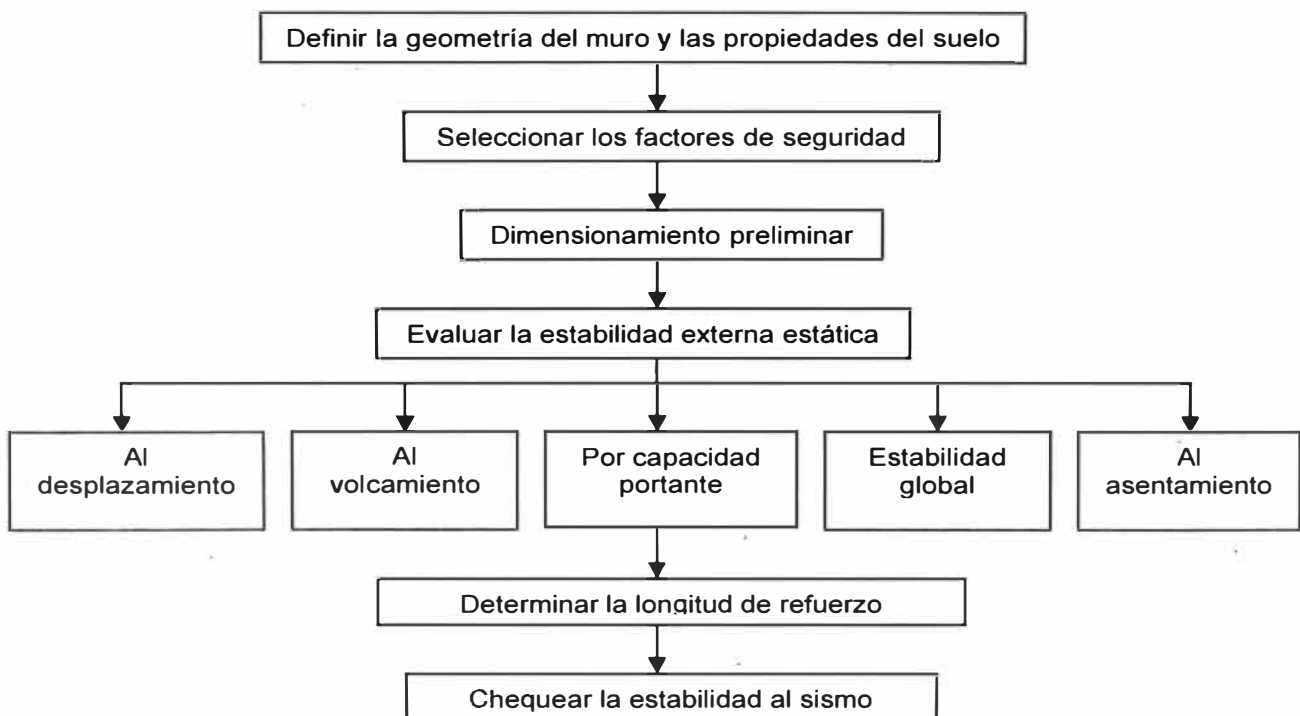


Figura 8. Mecanismos de Falla para Analisis por Estabilidad Externa
Fuente: Project Demonstration 82 – Publication No FHWA-NH1-00-043

SECUENCIA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL MURO POR ESTABILIDAD EXTERNA



La secuencia computacional de estabilidad externa son ilustradas en forma sistemática por Tensar Earth Technologies, Inc. (Paper Técnico Noviembre 2001), de la siguiente manera:

a) Definición de la geometría del muro y propiedades del suelo

- Altura e inclinación del muro
- Sobrecarga del suelo (sobrecargas por carga viva y por carga muerta).
- Cargas sísmicas
- Propiedades de ingeniería del suelo de fundación (γ_f, ϕ_f, c_f)
- Propiedades de ingeniería del suelo reforzado (γ_r, ϕ_r, c_r)
- Propiedades de ingeniería del relleno retenido (γ_c, ϕ_c, c_c)
- Condiciones de agua (nivel freático, escorrentía, pluviometría, etc)

b) Seleccionar criterios de diseño

- Factores de seguridad para el análisis de la estabilidad externa e interna
- Factor de seguridad de estabilidad sísmica

c) Geometría

El proceso de medición de la estructura comienza al añadir el empotramiento requerido a la altura del muro con el objeto de determinar las alturas de diseño para cada sección que se va a investigar. Dicha longitud de refuerzo se escoge preliminarmente mayor que $0.7H$ y 2.5 m, donde "H" es la altura del diseño de la estructura.

d) Presiones de la tierra para estabilidad externa

Los cálculos de la estabilidad para muros con una fachada vertical se hacen suponiendo que la masa del muro de suelo reforzado actúa como un cuerpo rígido con presiones de tierra desarrolladas en un plano de presión vertical que aparece desde el extremo posterior de los refuerzos. El coeficiente activo de la presión de tierras se calcula para muros verticales (definidos como muros con una inclinación de fachada menor a 8 grados) y un talud posterior horizontal con la ecuación de Rankine:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (6a)$$

Para un muro vertical con un talud en la parte superior:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (7)$$

Donde β = ángulo de talud sobre el muro

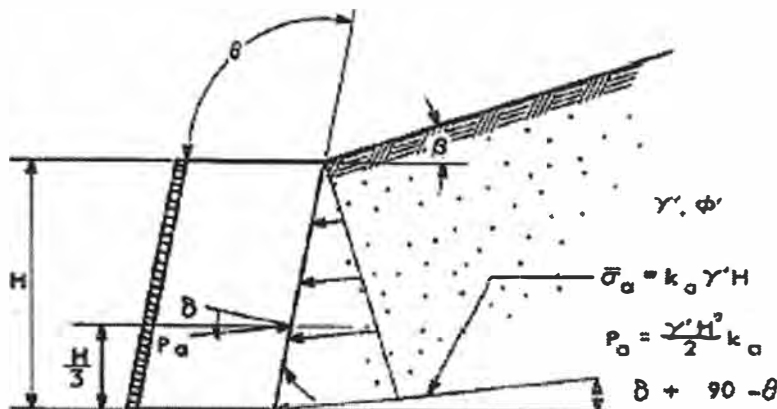


Figura 9. Cálculo de la presión activa de suelos para paramento inclinado y talud superior según Coulomb

Para una fachada frontal inclinada mayor que 8 grados, el coeficiente de la presión de la tierra se puede calcular desde el caso Coulomb general como:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta * \sin(\theta - \delta) * \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)} \right]^2} \quad (8)$$

Donde θ es la inclinación de la fachada desde una horizontal, β es el ángulo del talud sobre el muro y δ es el ángulo de fricción del muro, el mismo que por recomendaciones de la NCMA y en base a estudios realizados, toma los siguientes valores, de acuerdo al tipo de análisis (externo o interno) que se realice:

$$\delta_{\text{externo}} = \text{el menor entre el } \phi_{\text{reforzado}} \text{ y el } \phi_{\text{residual}}$$

$$\delta_{\text{interno}} = \frac{2}{3} \phi_{\text{reforzado}}$$

$\delta = 0$ Cuando muro no presenta talud en su parte superior.

Luego, las cargas a considerar en cada tipo de análisis serán asumidas conforme muestra la **Figura 10**.

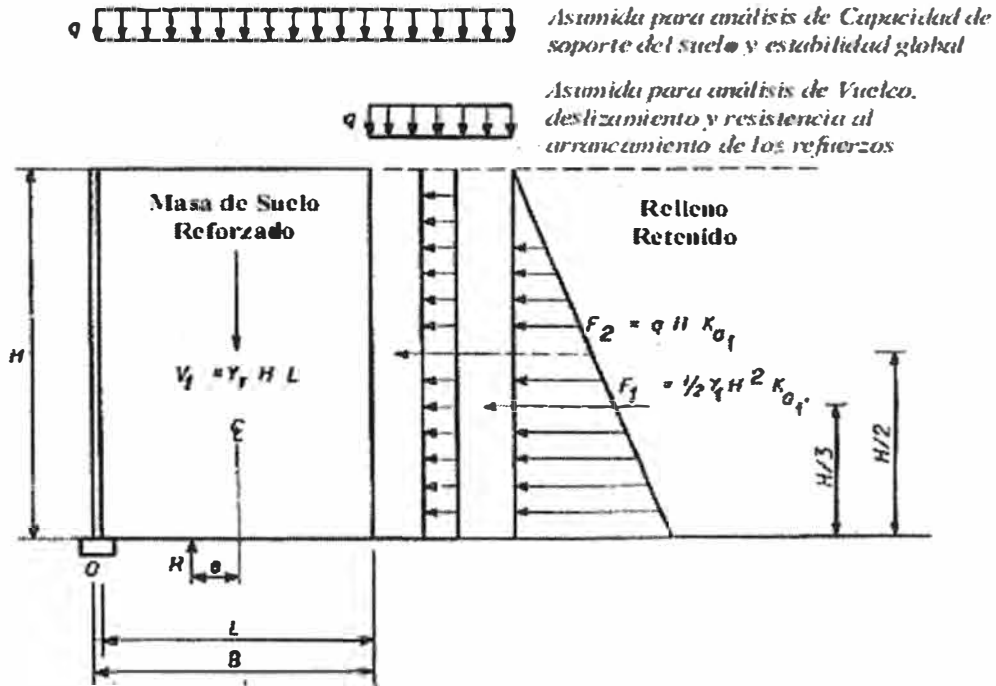


Figura 10. Cargas externas en muro sin talud superior y ubicación de sobrecarga de tráfico según análisis a realizar

El coeficiente pasivo de presión de tierras (K_p), despreciado de manera conservadora en los análisis de estabilidad de muros de suelo reforzado, se calcula de la siguiente manera:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (6b)$$

e) Factores de Seguridad

Los factores que se mencionan a continuación son los factores mínimos recomendados por la AASHTO para el cálculo y diseño de *muros en suelo reforzado para accesos a puentes* según los lineamientos de la FHWA. La selección de estos valores deben ser establecidos por el ingeniero diseñador según las características geomecánicas de los materiales a utilizar y de las condiciones propias del proyecto.

Tabla 11: Factores de Seguridad Externo recomendados por AASHTO.

Estabilidad externa estático	
Al deslizamiento	F.S. > 1.5 para muros, F.S. > 1.3 para taludes reforzados
Excentricidad e en la base	L/6 en suelo, L/4 en roca (L profundidad del muro)
Capacidad portante	F.S. > 2.5
Estabilidad por asentamientos	F.S. > 1.3
Estabilidad bajo sismos	F.S. > 75% de los F.S. estáticos en todos los modos de falla

También se presentan los factores de seguridad recomendados por la FHWA en la publicación FHWA-NHI-00-043 para *muros en suelo mecánicamente estabilizados con geosintéticos* y taludes en suelo reforzado:

Tabla 12: Factores de Seguridad Externo recomendados por FHWA.

Estabilidad externa estático	
Al deslizamiento	F.S. > 1.5 para muros, F.S. > 1.3 para taludes reforzados
Volcamiento	F.S. > 2.0
Capacidad portante	F.S. > 3.0
Asentamientos	Según los requerimientos del proyecto
Estabilidad global	F.S. > 1.3
Estabilidad bajo sismos	
Al deslizamiento	F.S. > 1.125
Volcamiento	F.S. > 1.5
Estabilidad global	F.S. > 1.1

4.2.1 Estabilidad al Deslizamiento

Se verifica el tamaño preliminar con respecto al deslizamiento en la capa base, que es la profundidad más crítica, de la siguiente manera:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum \text{Fuerza Resistente}}{\sum \text{Fuerza Actuante}} \geq 1.5 \quad (9)$$

- Fuerza resistente = El inferior de los siguientes valores (resistencia al corte a lo largo de la base del muro o una capa débil cerca de la base del muro)
- Fuerza Actuante = es el componente horizontal de empuje en el plano vertical en la parte posterior del muro.

Los pasos para el cálculo de un muro con o sin sobrecarga de talud son:

- Calcular el empuje:

$$F_T = \frac{1}{2} K_a * \gamma * h^2 \quad (10)$$

Donde:

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

- Calculo de la fuerza horizontal producto de sobrecargas:

$$F_Q = Ka * S / C * h \quad (11)$$

- Calcular la fuerza actuante:

$$P_{actante} = F_H = F_T * \cos \beta - F_Q * \cos \beta \quad (12)$$

- Para calcular la fuerza de resistencia por unidad de longitud se emplea:

$$P_{resistente} = (Reaccion\ Vertical + F_T \sin \beta) * \mu$$

$$Fuerza\ Resistente = (V_1 + V_2 + F_T \sin \beta) * \tan \phi \quad (13)$$

Donde $\mu = \text{mínimo} (\tan \phi_r, \tan \phi_o \text{ o (para refuerzos continuos) } \tan \rho)$

El efecto de cargas externas en la masa del muro, el cual aumenta la resistencia de deslizamiento, puede ser incluido únicamente si las cargas son permanentes. Por ejemplo, se deben excluir las sobrecargas por carga viva de tráfico.

- Calcular el factor de seguridad con respecto al deslizamiento y verificar si es mayor que el valor requerido de 1.5.

- Para calcular el deslizamiento en cada capa de geomalla se emplea la siguiente fórmula:

$$FS_n = \frac{\gamma_r * d_n * L * \tan \phi_r * Ci}{(V_1 + V_2 + F_T \sin \beta)} \geq 1.5 \quad (14)$$

Donde: d_n es la profundidad a la que se encuentra la geomalla y Ci el coeficiente de interacción suelo – geomalla.

- Si el factor de seguridad es demasiado alto, se puede optimizar el uso de geomalla analizando la capa con un 73% de cobertura (Ver fórmula 2). Para calcular el deslizamiento en cada capa con cobertura parcial se emplea la fórmula 15 mostrada a continuación:

$$FS_n = \left[\frac{\gamma_r * d_n * L * \tan \phi_r * Ci * 0.73}{(V_1 + V_2 + F_T \sin \beta)} + \frac{\gamma_r * d_n * L * \tan \phi_r * (1 - 0.73)}{(V_1 + V_2 + F_T \sin \beta)} \right] \geq 1.5$$

4.2.2 Estabilidad al Vuelco

Se verifica que el factor de seguridad con respecto al vuelco sea mayor a 2.0 realizando una sumatoria de momentos con respecto a la arista delantera de la base con las cargas actuantes y resistentes, de la siguiente manera:

$$FS_{\text{rasco}} = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Actuantes}} \geq 2.0 \quad (16)$$

- Cálculos de la Presión Vertical

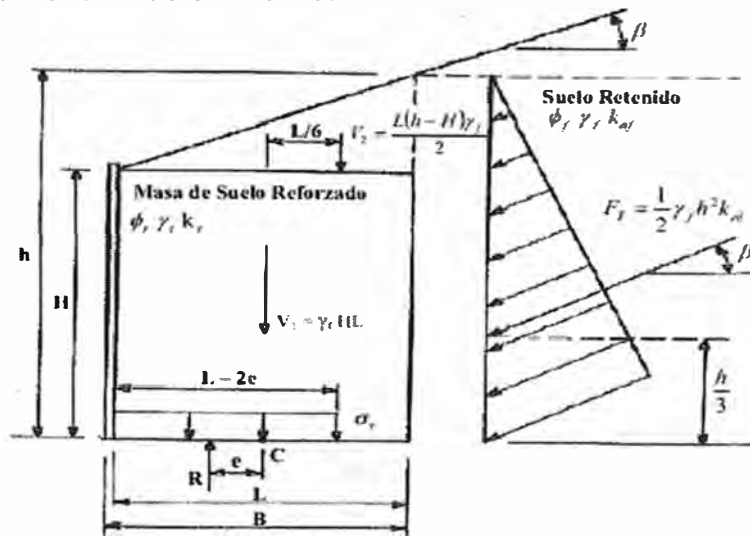


Figura 11. Cálculo de la presión vertical de fundación

Se debe tener en cuenta que el peso de cualquier fachada del muro es normalmente despreciado en los cálculos por no ser significativo en los análisis de capacidad de soporte. Los pasos de cálculo para la determinación de una tensión de soporte vertical son:

- Calcular la excentricidad “e”, de la fuerza resultante en la base, sumando los momentos de la masa de la sección de suelo reforzado alrededor de la línea del centro de masa.

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\text{Momentos Resistencia} - \text{Momentos Empuje}}{\text{Reaccion Vertical}} \quad (17)$$

- Para muros con talud en su parte superior la excentricidad se calcula con la siguiente fórmula:

$$e = \frac{F_1 (\cos \beta) h / 3 - F_1 (\sin \beta) L / 2 - V_2 (L / 6)}{V_1 + V_2 + F_1 \sin \beta} \quad (18)$$

- “e” debe ser menor que L/6 en suelo o que L/4 en roca.
- Calcule la presión vertical uniforme equivalente en la base:

$$\sigma_v = \frac{\text{Reaccion Vertical}}{L - 2e}$$

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_1 \sin \beta}{L - 2e} \quad (19)$$

Este alcance, propuesto originalmente por Meyerhof, supone que la carga excéntrica resulta en una redistribución uniforme de la presión en un área reducida en la base del muro. Esta área se define por un ancho igual al ancho del muro menos la excentricidad por dos.

- Agregar la influencia de sobrecarga y cargas concentradas a V , donde corresponda.

4.2.3 Falla en la Capacidad Portante

Para prevenir fallas en la capacidad portante, se requiere que la tensión vertical en la base calculada con la distribución Meyerhof no exceda la capacidad de soporte permitida en el suelo de fundación determinado, considerando un factor de seguridad de 2.5 (Publicación No FHWA-NHI-00-043).

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (20)$$

$$q_{ult} = c_f N_c + 0.5B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma + \gamma_f \cdot D_f \cdot N_q$$

$$q_{ult} = c_f N_c + 0.5(L - 2e)(\gamma_f)(N_\gamma) \quad (21)$$

Donde:

“ c ” es la cohesión,

“ γ ” el peso unitario del suelo de fundación,

“ D_f ” es la profundidad de cimentación (Se asume de manera conservadora que la estructura está a nivel de suelo de fundación)

“ N_c ”, “ N_q ” y “ N_γ ” son los coeficientes de capacidad de soporte.

Tabla 13. Coeficientes de Capacidad portante

ϕ	Nc	Nq	N γ	ϕ	Nc	Nq	N γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.90
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54

4.2.4 Estabilidad Global

La estabilidad global se determina utilizando un análisis rotacional o de cuña, según sea lo indicado, el cual puede desarrollarse utilizando un método clásico de análisis de estabilidad de taludes, por ejemplo los métodos de Bishop modificado, Jambú simplificado, Spencer, etc. El muro de suelo reforzado es considerado como un cuerpo rígido y solamente se consideran superficies de fallas completamente fuera de la masa reforzada. Para estructuras simples con una geometría rectangular, con espacios reforzados en forma relativamente uniforme, y una fachada casi vertical, las fallas compuestas que pasan a través de zonas tanto sin refuerzo como reforzadas no serán generalmente críticas. Sin embargo, si existen condiciones complejas tales como muros escalonados, sobrecargas altas e inusuales, donde si se deben considerar fallas compuestas.

Si el factor de seguridad FS es menor del mínimo recomendado de 1.3, aumente la longitud del refuerzo o mejore el suelo de la fundación.

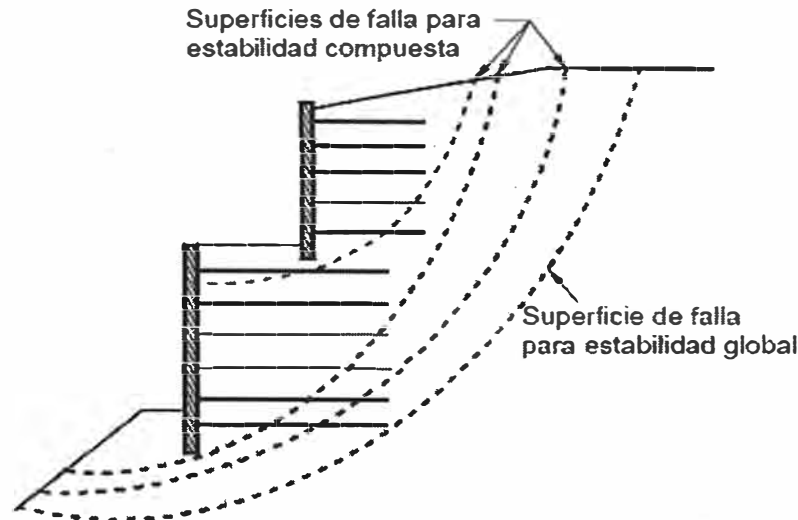


Figura 12. Estabilidad global y compuesta de un sistema de muros de tierra estabilizada mecánicamente de geometría compleja. AASHTO (1996) "Standard Specifications for Highway Bridges" Decimosexta Edición, Impreso en USA.

4.2.5 Carga Sísmica

Durante un sismo, el relleno retenido ejerce un empuje horizontal dinámico sobre el muro denominado P_{AE} adicional al empuje estático. Aún así, la masa de suelo reforzado está sujeta a una fuerza de inercia horizontal P_{IR} .

La fuerza P_{AE} se puede evaluar por medio de un análisis de "Mononobe-Okabe" pseudo-estático y se puede agregar a las fuerzas estáticas que actúan en el muro. Luego se evalúa la estabilidad dinámica con respecto a la estabilidad externa. Los Factores de seguridad dinámica mínimos permitidos se suponen como el 75% de los factores de seguridad estáticos.

La evaluación de la estabilidad sísmica externa se realiza de la siguiente manera:

- Se selecciona una máxima aceleración horizontal A del terreno basado en los sismos de diseño.
- Calcular la aceleración máxima A_m desarrollada en el muro, aplicando la expresión reducida por el desplazamiento en el Método de Mononobe - Okabe:

$$A_m = (1.45 - A)A \tag{22}$$

A = coeficiente máximo de aceleración del terreno.

A_m = coeficiente de aceleración máxima del muro en el centro de gravedad de la masa de suelo reforzado.

- Calcular la fuerza de inercia horizontal P_{IR} y el empuje sísmico P_{AE} , con las formulas siguientes de ser el talud posterior del muro horizontal.

$$P_{IR} = 0.5 A_m * \gamma * H^2 \text{ (Terreno a contener horizontal)} \quad (23)$$

γ : Peso Especifico Relleno Reforzado

$$P_{AE} = 0.375 A_m * \gamma * H^2 \text{ (Terreno a contener horizontal)} \quad (24)$$

γ : Peso Especifico Suelo Retenido

- Para estructuras con talud en la parte superior (**Ver Fig. 13b**) la fuerza dinamica P_{AE} y la fuerza de inercia P_{IR} se basan en una altura " H_2 " determinada de la siguiente manera:

$$H_2 = H + \frac{\tan \beta * 0.5 H}{(1 - 0.5 \tan \beta)} \quad (25)$$

- P_{AE} puede ser ajustado para muros con taludes en su parte superior utilizando el método "*Mononobe – Okabe*", con la aceleración horizontal k_h igual a A_m y k_v igual a cero empleando la altura " H_2 " calculada anteriormente:

$$P_{AE} = 0.5 * \gamma * H_2^2 * \Delta K_{AE} \quad (26)$$

- P_{IR} para taludes sobre el muro se calcula de la siguiente manera:

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad (27)$$

$$P_{ir} = 0.5 A_m * \gamma * H_2 H \quad (28)$$

$$P_{is} = 0.125 A_m * \gamma * H_2^2 * \tan \beta \quad (29)$$

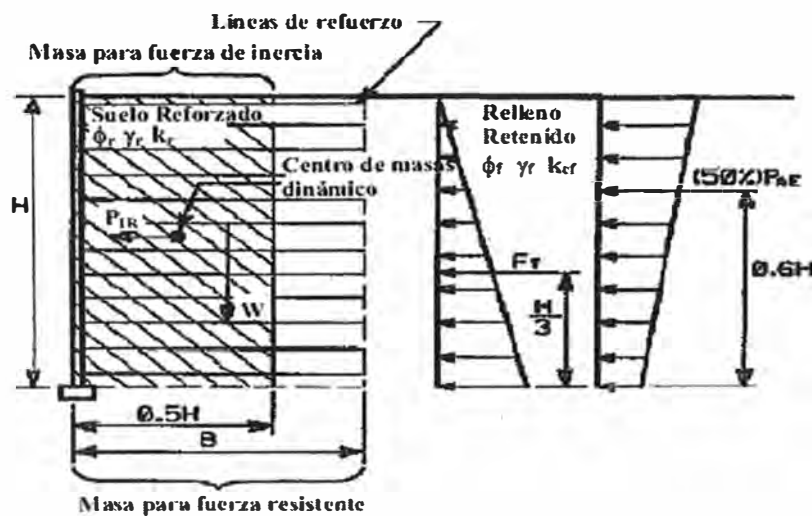


Figura 13. a) Condición de muro sin sobrecarga de talud

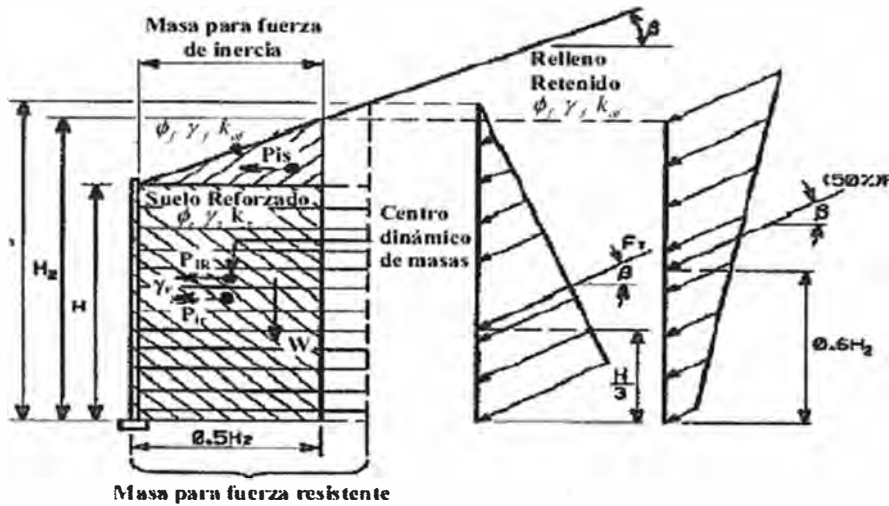


Figura 13. b) Condición de muro con sobrecarga de talud en su parte superior.

Donde P_{IR} es la fuerza de inercia causada por la aceleración del relleno reforzado y P_{is} es la fuerza de inercia causada por la aceleración de la sobrecarga del suelo del talud sobre el relleno reforzado, con el ancho de la masa contribuyendo a que P_{IR} sea igual a $0.5H_2$. El coeficiente sísmico total de presión de la tierra K_{AE} basado en la expresión general de Mononobe – Okabe viene dado por la **ecuación 30** mostrada a continuación:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos(\xi) \cos^2(90 - \theta) \cos(I + 90 - \theta + \xi) \left[1 + \frac{\sin(\phi + I) \sin(\phi - \xi - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \xi) \cos(I - 90 + \theta)} \right]^2}$$

$$\Delta K_{AE} = K_{AE} - Ka \tag{31}$$

Donde:

- I = ángulo del talud del relleno = β
- $\xi = \arctan(k_h/1 - k_v)$
- ϕ = ángulo de fricción del suelo
- θ = ángulo del talud de la fachada

Para completar el diseño:

- Se agrega a las fuerzas estáticas que actúan en la estructura (**Ver figura 13 b**), el 50 por ciento del empuje sísmico P_{AE} y el 100% de la fuerza de inercia P_{IR} . Se utiliza el P_{AE} reducido porque es poco probable que estas dos fuerzas lleguen a su máximo en forma simultánea.
- Se evalúa la estabilidad de vuelco, deslizamiento, excentricidad y capacidad de soporte como se detalló en las secciones anteriores.

- Se verifica que los factores de seguridad calculados sean iguales o mayores al 75% de los factores de seguridad estáticos mínimos y que la excentricidad este dentro de $L/3$ tanto para suelo como para roca.

La *FHWA* sostiene que el uso del valor total de A_m reemplazando a K_h en el método de “*Mononobe-Okabe*” asume que no se presentará ningún desplazamiento lateral en el muro. Tal suposición puede resultar en un diseño excesivamente conservador, por tal motivo, para proveer una estructura más económica, el muro se puede diseñar para tolerar pequeños desplazamientos en lugar de una estructura excesivamente reforzada que no permita desplazamiento alguno.

1996 AASHTO Specifications for Highway Bridges, en su artículo 5.2.2.4, en combinación con la División 1A, Artículos 6.4.3 y 7.4.3 permite reducir la presión lateral de suelo en el método “*Mononobe-Okabe*” a una “*presión sísmica reducida*” detrás del muro a causa de un desplazamiento lateral del muro de contención. Esta presión sísmica reducida se calcula a través del uso de un coeficiente reducido de aceleración para K_h . Este K_h reducido puede ser empleado para muros de gravedad y semigravedad si se cumplen las siguientes condiciones:

- El muro de contención y cualquier estructura soportada por éste pueden aceptar pequeños movimientos laterales resultantes del deslizamiento de la estructura.
- El muro no debe tener restricciones al deslizamiento, mas allá de la que le confiere la fricción del suelo a lo largo de su base y la resistencia pasiva mínima del suelo.
- Si el muro va a ser empleado como estribo de puente, la parte superior del muro debe estar libre de restricciones al deslizamiento. Por ejemplo: la superestructura descansa sobre soportes móviles.

1996 AASHTO Specifications for Highway Bridges, en su artículo 5.2.2.4, en combinación con la División 1A, Artículos 6.4.3 y 7.4.3 provee una aproximación de esta reducción para considerar el desplazamiento lateral del muro. El K_h usado para el análisis de “*Mononobe-Okabe*” puede ser reducido a $0.5A$, aceptando desplazamientos laterales de $250A$ mm como máximo.

Kavazanjian et al. desarrolló una relación para calcular el coeficiente máximo de aceleración del muro en el centroide de la masa reforzada K_h , calculado como:

$$K_h = 1.66 * A_m \left(\frac{A_m}{d} \right)^{0.25} \quad (2.32)$$

Donde “ d ” es el desplazamiento lateral del muro en mm. Debe tenerse presente que esta ecuación no debe ser usada con desplazamientos menores a 25mm ni mayores a 200mm.

Según esto, *AASHTO* y posteriormente la *FHWA* recomiendan que la reducción solo sea aplicada a los cálculos de **Estabilidad Externa**, para estar consistentes con el concepto de que el muro de suelo reforzado se comporta como un bloque rígido. Internamente, la respuesta a la deformación lateral de los muros de suelo reforzado es mucho mas compleja y actualmente no es clara en cuánto el coeficiente de aceleración podría disminuir debido a la concesión de alguna deformación lateral durante la carga sísmica.

En general, la práctica típica de diseño en áreas sísmicamente activas es calcular los muros para presiones sísmicas reducidas entre 50 y 100mm (2 a 4 pulgadas) de desplazamiento. Sin embargo, la cantidad de deformación tolerable dependerá de la naturaleza del muro, lo que soporta, el paramento de la estructura y lo que esta delante de él. Aplicando la **ecuación 32** para un desplazamiento admisible y un valor de A_m para un sitio específico, K_h será resuelto como una fracción de A_m para su uso en el diseño.

Como precaución adicional, la *FHWA* recomienda que ésta simplificación no se aplique para muros que tienen una geometría complicada, para muros que son muy altos (sobre 15m), ni para muros donde la aceleración máxima del suelo “ A ” sea mayor a 0.4g, ya que en estos casos podrían ocurrir deformaciones laterales y verticales permanentes potencialmente inaceptables aun cuando se satisfagan los criterios exigidos para permitir el diseño mediante este enfoque pseudoestático.

4.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

El proceso de diseñar para la estabilidad interna, consiste en determinar las máximas fuerzas de tensión desarrolladas, su ubicación a lo largo de una superficie de deslizamiento crítico y la resistencia proporcionada por los

refuerzos tanto en capacidad de extracción (“pullout”) como en resistencia a la tensión.

De acuerdo a esto, la *Federal Highway Administration (FHWA)* sostiene que la falla interna de un muro *MSE* puede ocurrir de dos formas diferentes:

- Las fuerzas de tensión (y en el caso de refuerzos rígidos, las fuerzas de corte) en las mallas llegan a ser tan grandes que éstas se expanden excesivamente o se rompen, ocasionando desplazamientos considerables y/o el posible colapso de la estructura. Este modo de falla es llamado “*Falla por elongación o rotura de los refuerzos*” y es empleado para calcular el espaciado vertical entre refuerzos.
- Las fuerzas de tensión en los refuerzos llegan a ser tan grandes que vencen la resistencia por “*Pullout*”, es decir, la fuerza de tensión es tal que “jala” al refuerzo fuera de la masa de suelo. Esto, a su vez, aumenta los esfuerzos al corte en el suelo circundante, ocasionando grandes desplazamientos y el posible colapso de la estructura. Este modo de falla es llamado por “*Falla por Pullout*” y es empleado para calcular la longitud mínima de los refuerzos.

Para lograr determinar el largo, espaciado vertical y resistencia mínima de los refuerzos se asume, a favor de la seguridad, que una línea recta separa el macizo reforzado en dos zonas claramente definidas: la zona “*activa*” y la zona “*resistente*” (Ver Fig. 14.), la cual se inicia en el extremo inferior interno del paramento, con una inclinación de $45 + \phi/2$, realizando el análisis precisamente en los puntos en los que dicha línea corta los refuerzos.

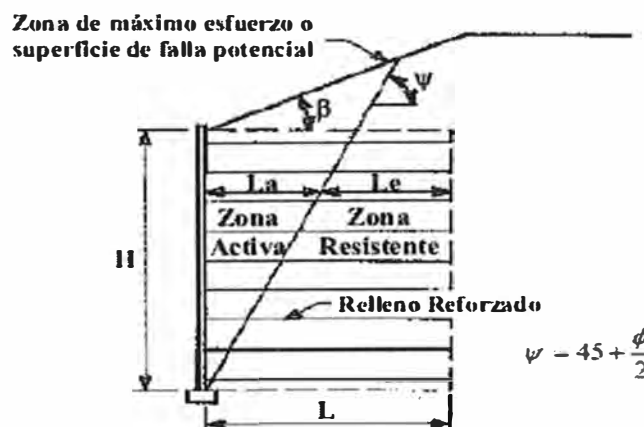


Figura 14. Localización de la superficie de falla potencial para el análisis de estabilidad interna en un muro de suelo reforzado.

Fuente: *Project Demonstration 82 – Publication No FHWA – NHI – 00-043 2001*

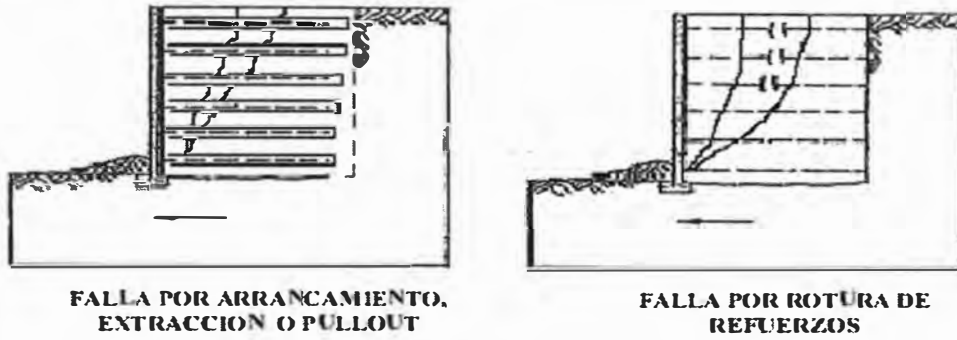
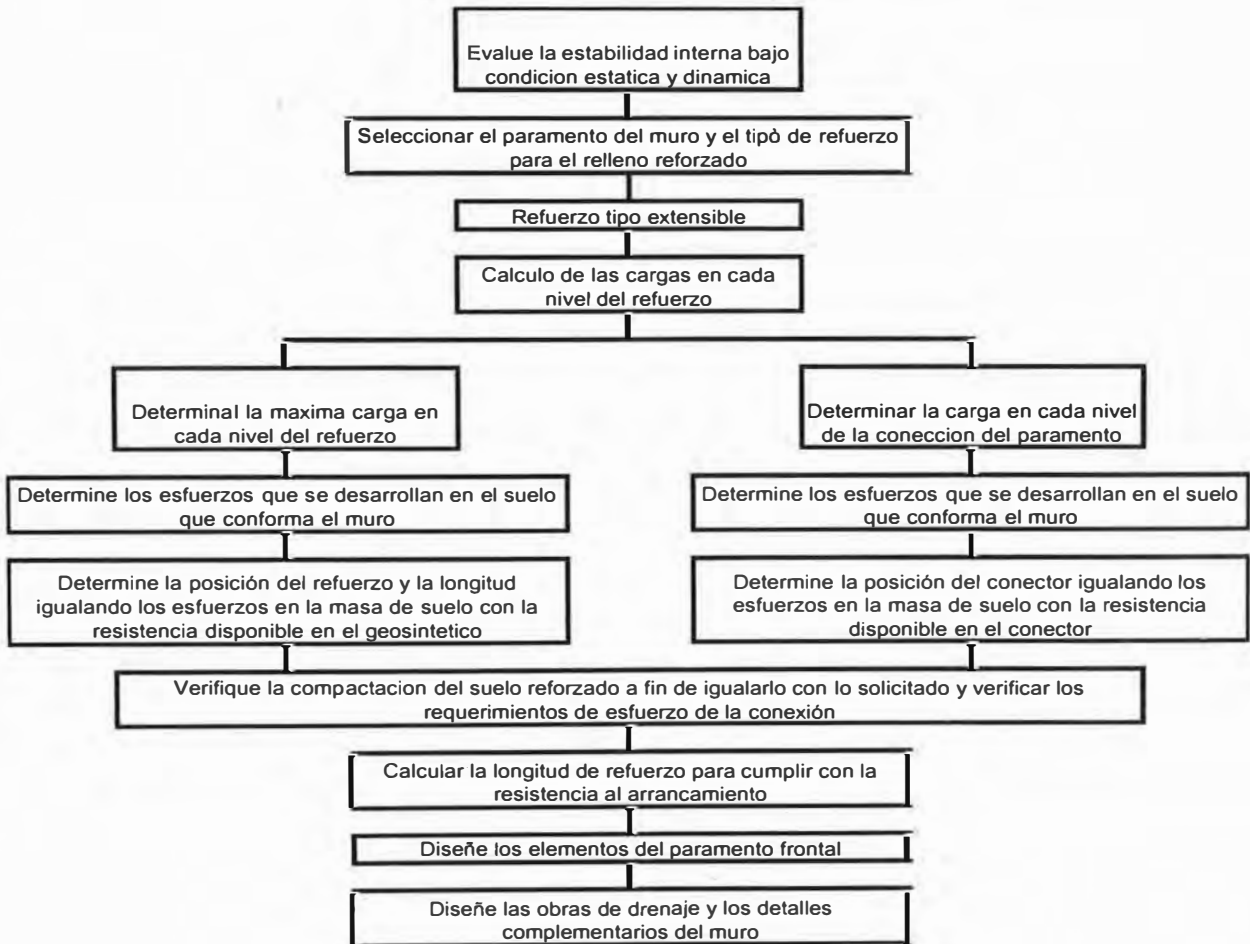


Figura 15. Mecanismos de Falla para Análisis por Estabilidad Externa
 Fuente: Project Demostration 82 – Publication No FHWA-NH1-00-043

SECUENCIA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL MURO POR ESTABILIDAD INTERNA



El proceso de diseño interno paso a paso según Tensar Earth Technologies, Inc. (Paper Técnico Noviembre 2001), es como sigue:

a) Definición de la Capacidad Admisible del Refuerzo

Se calcula en base a la **ecuación 5** del ítem “Evaluación de las propiedades de diseño estructural”.

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} * RF_D * RF_{ID} * FS} \quad (5)$$

b) Cálculo de las Fuerzas de Tensión Máxima en las Capas de Refuerzo.

El coeficiente lateral “Ka” se determina utilizando la relación de *Coulomb* de presión de tierras, suponiendo que no existe fricción en el muro y que el ángulo “ α ” es igual a cero. Por lo tanto, para un muro vertical la presión de la tierra se reduce a la **ecuación 6** de *Rankine* vista en el ítem *Mecanismos de falla para Muros de Suelo Reforzado*, estabilidad externa.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (6)$$

Para inclinaciones en la fachada, se emplea la forma simple de la ecuación de *Coulomb*, suponiendo que en la **ecuación 8** del ítem “*Mecanismos de falla para Muros de Suelo Reforzado*” no existe fricción en el muro y que el ángulo “ β ” es igual a cero:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^3 \theta \left[1 + \frac{\sin \phi}{\sin \theta}\right]^2} \quad (33)$$

Donde “ θ ” es la inclinación de la parte posterior de la fachada medida desde la horizontal partiendo de la parte frontal del muro.

Los pasos para el cálculo, son los siguientes:

- Calcular las alturas “ d_n ” para cada nivel de geomalla (**Ver figura 16**) y posteriormente las alturas tributarias “ S_v ” para cada refuerzo mediante las siguientes formulas:

$$S_{v,1} = d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) \quad (34)$$

Fórmula para la capa de geomalla superior

$$S_{v,2} = \frac{1}{2}(d_2 - d_1) + \frac{1}{2}(d_3 - d_2) \quad (35)$$

Configuración general para la segunda capa y las demás intermedias

$$S_{v,n} = \frac{1}{2}(d_{n-1} - d_{n-2}) + (H - d_{n-1}) \quad (36)$$

Fórmula para la capa de geomalla inferior

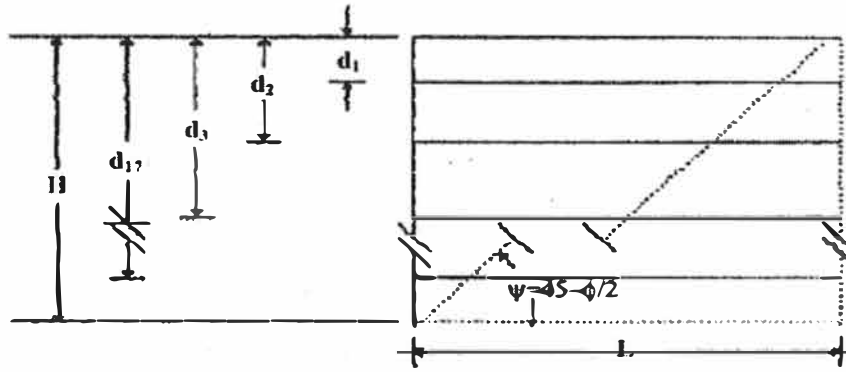


Figura 16. Definición de profundidades “di”.

Fuente: *Project FHWA – Publication No FHWA-NHI-00-043 2001.*

- Calcular en cada nivel de refuerzo las tensiones horizontales “H” a lo largo de la línea posible de falla, considerando para esto la sumatoria de las fuerzas gravitacionales (tensión vertical) como el peso propio del suelo, el peso del material inmediatamente encima del relleno reforzado (de presentar talud superior), la sobrecarga uniforme S/C y hasta las cargas concentradas $\Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma_h$ si las hubieran.

$$\sigma_v = \gamma * d_n + S/C + \Delta\sigma_v \tag{37}$$

$$\sigma_H = \sigma_v * Ka + \Delta\sigma_h \tag{38}$$

$\Delta\sigma_v$ es el incremento de la tensión vertical debido a las cargas verticales.

$\Delta\sigma_h$ es el incremento de la tensión horizontal debido a sobrecargas concentradas horizontales, si existen.

d_n es la profundidad a la que se encuentra la capa de refuerzo a ser analizado.

S/C es la sobrecarga aplicada directamente sobre el muro.

γ peso unitario del relleno reforzado.

- Calcular la tensión máxima T_{max} en cada capa de refuerzo por el ancho unitario del muro basado en el espaciamiento vertical S_v , de:

$$T_{max} = \sigma_H * S_v \tag{39}$$

4.3.1 Estabilidad Interna con respecto al rompimiento del refuerzo

La estabilidad con respecto al rompimiento de los refuerzos requiere que:

$$T_{max} \leq \frac{T_a * R_c}{FS} \tag{40}$$

Donde:

R_c es la cobertura parcial del refuerzo. **(Ver ecuación 2)**

T_a es la capacidad a la tracción admisible del refuerzo. **(Ver ecuación 5)**

FS es el factor de seguridad.

4.3.2 Estabilidad Interna con respecto a la capacidad de Extracción

La estabilidad con respecto a la extracción de los refuerzos requiere que se satisfaga el siguiente criterio basado en la **ecuación 1**:

$$P_r \leq \frac{2}{FS_{PO}} * \gamma * d_n * L_e * \tan(\phi) * c_i * R_c * \alpha \quad (41)$$

$P_r = T_{max}$: Tensión máxima del refuerzo por arrancamiento.

$\tan(\phi) * c_i$: Factor de resistencia de extracción (F^* , Ver Ecuación 4 ítem “Evaluación del desempeño al Pullout”).

α : Factor de corrección por efecto de escala, en geomallas estructurales es 1.0.

Nota: Las cargas por tráfico u otra carga viva NO deberán ser incluidas en los cálculos de arrancamiento.

La longitud del refuerzo “ L ”, requerido por el análisis de estabilidad interna es determinado de la siguiente manera:

$$L = L_a + L_e \quad (42)$$

Donde, L_e es calculado despejándose de la **ecuación 41** y L_a es el resultado de resolver la siguiente formula:

$$L_a = (H - d_n) \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (43)$$

4.3.3 Cálculo de las Cargas Sísmicas

La carga sísmica produce una fuerza de inercia “ PI ” que actúa en forma horizontal, además de las fuerzas estáticas existentes. Esta fuerza conducirá a aumentos dinámicos en las fuerzas de tensión máxima en los refuerzos. Se supone que la ubicación y la pendiente de la línea de fuerza de tensión máxima no cambian durante la carga sísmica. **Ver figura 17:**

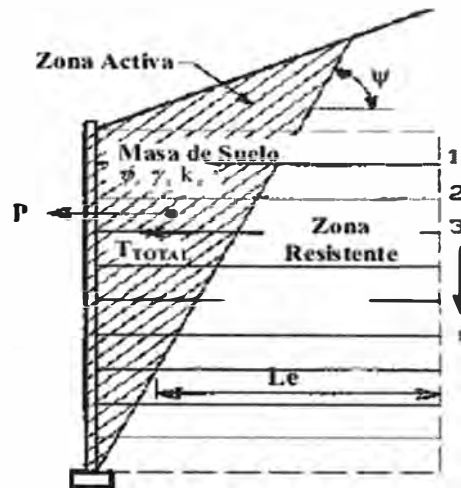


Figura 17. Análisis Sísmico de la Estabilidad Interna.
 Fuente: *Project Demotration 82 – Publication No FHWA-NHI-00-043 2001.*

Los pasos para el cálculo del análisis de estabilidad interna con respecto a la carga sísmica, son los siguientes:

- Calcular la aceleración máxima en el muro y la fuerza “ P_I ”, por el ancho unitario que actúa sobre la base:

$$P_I = A_m * W_a \quad (44)$$

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (22)$$

“ A ” es el coeficiente de aceleración y “ W_a ” es el peso de la zona activa calculado, de la siguiente manera, para muros con paramento vertical y sin sobrecarga de talud:

$$W_a = 0.5 * H^2 * \tan\left(45 - \frac{\phi_{ref}}{2}\right) * \gamma_{ref} \quad (45)$$

- Calcular el incremento dinámico “ T_{md} ” inducido directamente por la fuerza de inercia “ P_I ” en los refuerzos por medio de la distribución de “ P_I ” en los diferentes refuerzos en forma proporcional a su “área de resistencia” (Le) sobre una base de carga por ancho unitario del muro.

$$T_{md} = P_I * \left[\frac{Le_i}{\sum_{i=1}^n (Le_i)} \right] \quad (46)$$

- La fuerza de tensión máxima es:

$$T_{total} = T_{max} - T_{md} \quad (47)$$

Donde “ T_{max} ” se calcula con la Fórmula 39:

$$T_{max} = \sigma_H * S_V$$

Verifique la estabilidad con respecto al rompimiento y extracción del refuerzo con factores de seguridad sísmicos de 75% del factor de seguridad estático mínimo. El refuerzo debe ser diseñado para resistir el componente estático y dinámico de la carga, de la siguiente manera:

Para el componente estático, basado en la **Formula 40**, tenemos:

$$FS \leq \frac{T_{st} * Rc}{RF_D * RF_{D'} * RF_C * T_{max}} \quad (48)$$

Para el componente dinámico, donde la carga es aplicada por un corto tiempo, no es necesaria la reducción por creep:

$$FS \leq \frac{T_{st} * Rc}{RF_C * RF_D * RF_{D'} * T_{max} + RF_D * RF_{D'} * T_{md}} \quad (49)$$

Para la extracción bajo carga sísmica, para todos los refuerzos, se debe reducir el coeficiente de fricción ($\tan\phi * C_i$) a un 80 por ciento del valor estático:

$$T_{TOTAL} \leq \frac{P_r * Rc}{FS} = \frac{C * (0.8F^*)}{1.125} * \gamma * Z * L_e * R_c * \alpha \quad (50)$$

4.3.4 Resistencia de la Conexión

El procedimiento recomendado para desarrollar una resistencia de la conexión adecuada, requiere que su resistencia sea la menor de:

- La resistencia de diseño permitida para el refuerzo " T_a ".

$$T_{max} \leq \frac{T_a * Rc}{FS} \quad (40)$$

- La resistencia de la extracción y ruptura de la conexión basada en pruebas

Ruptura de la conexión

$$T_{ac_s} = \frac{T_{ult} * CR_u * Rc}{RF_D * RF_{CR}}$$

$$T_{max} \leq \frac{T_{ult} * CR_u * Rc}{RF_D * RF_{CR} * FS} \quad (51)$$

Donde, el valor de " CR_u " es un factor de reducción por rotura de la conexión, obtenido del ensayo *ASTM D-4884 (long term pullout testing)*. *Tensar*

Earth Technologies, Inc. usa un valor de 1.0 en sus cálculos para conectores de HDPE.

Extracción de la conexión

$$T_{ac,FO} = T_{ult} * CR_s * R_c$$

$$T_{max} \leq \frac{T_{ult} * CR_s * R_c}{FS} \quad (52)$$

Donde, el valor de “*CR_s*” es un factor de reducción por arrancamiento de la conexión, obtenido de ensayos descritos en el *apéndice A.3 de la Publication No FHWA-NHI-00-043. Tensar Earth Technologies, Inc.* usa un valor de 0.32 en sus cálculos para conectores de HDPE.

Para el análisis sísmico de las conexiones con geosintéticos, la resistencia a largo plazo de la conexión debe ser mayor que $T_{max} + T_{md}$. Siendo el componente dinámico “*T_{md}*” reducido en un 80% de su valor estático.

Luego tenemos:

Resistencia del refuerzo

$$FS \leq \frac{T_{ult} * R_c}{RF_D * RF_{ID} * (RF_{CR} * T_{max} + T_{md})} \quad (53)$$

Ruptura de la conexión sísmica

$$FS \leq \left(\frac{T_{ult} * CR_u * R_c}{RF_D * (RF_{CR} * T_{max} + T_{md})} \right) \quad (54)$$

Extracción de la conexión sísmica

$$FS \leq \left(\frac{T_{ult} * CR_s * R_c}{T_{max} + T_{md}} \right) \quad (55)$$

4.3.5 Espaciamiento del refuerzo

El uso de una sección de refuerzo constante y el espaciamiento para la altura total del muro normalmente otorga más refuerzo cerca de la parte superior del muro que la que se necesita para su estabilidad. Por lo tanto, puede ser posible un diseño más económico variando la densidad del refuerzo con la profundidad. Sin embargo, la *FHWA* para proporcionar una masa de suelo reforzado coherente, recomienda un espaciamiento vertical del refuerzo primario máximo de 800mm (32 pulgadas), mientras que la *NCMA* recomienda que la

separación máxima entre refuerzos debe estar limitada a 2 veces el ancho (profundidad desde la cara a la espalda) del bloque que conforma el paramento de la estructura, es decir 600mm aproximadamente para asegurar su correcta construcción y estabilidad a largo plazo. Además, la fila máxima de refuerzo debería quedar a la mitad el espaciamiento vertical o 2 veces la altura del bloque como máximo.

4.4. EVALUACION DE LA DERFORMACION DEL MURO

4.4.1 Asentamientos

El asentamiento admisible de los muros de tierra estabilizada mecánicamente se deberá basar en la capacidad de deformación longitudinal del revestimiento y el propósito final de la estructura. Si las condiciones de fundación indican que en una distancia horizontal corta habrá grandes asentamientos diferenciales se deberán proveer juntas de deslizamiento en toda la altura del muro. También se deberá evaluar el asentamiento diferencial entre el frente y la parte posterior del muro, particularmente considerando su efecto sobre la deformación, la alineación y las tensiones en las conexiones del revestimiento.

Para los muros de tierra estabilizada mecánicamente con revestimientos de paneles de hormigón prefabricado el asentamiento total se debería limitar a 50 mm y el asentamiento diferencial límite debería ser de 1/500. Para los muros con revestimientos de bloques de hormigón contruidos por segmentos el asentamiento diferencial límite debería ser de 1/200. Estos criterios para el asentamiento diferencial límite consideran exclusivamente las necesidades estructurales del revestimiento.

4.4.2 Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales de un muro se deberán estimar en función de la rigidez global de la estructura, el grado de compactación, el tipo de suelo, la longitud de los refuerzos utilizados, el grado de ajuste de las conexiones entre los refuerzos y el revestimiento, y la deformabilidad del sistema de revestimiento; alternativamente se deberán basar en comportamientos de muros que se hayan monitoreado.

La Figura 18 permite obtener una estimación de primer orden de los desplazamientos laterales de un muro que ocurren durante su construcción para

el caso de muros simples de tierra estabilizada mecánicamente contruidos sobre fundaciones firmes. Si se anticipan asentamientos verticales significativos o si hay grandes sobrecargas presentes es posible que los desplazamientos laterales sean considerablemente mayores. La Figura 18 sirve como guía para establecer un desplome adecuado para la cara del muro, para obtener un muro prácticamente vertical o para determinar las luces mínimas entre la cara del muro y un objeto o estructura adyacente.

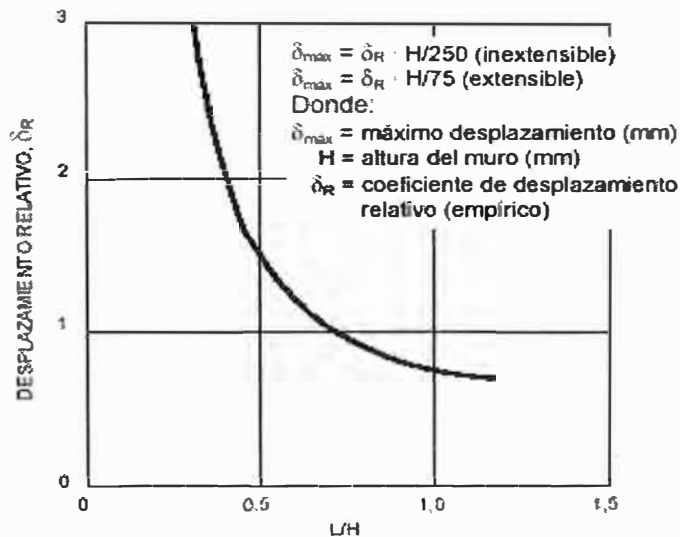


Figura 18. Curva empírica para estimar el desplazamiento lateral anticipado durante la construcción de un muro de tierra estabilizada mecánicamente (ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD)

Nota: Esta figura sólo debe ser utilizada a modo de guía. El desplazamiento real dependerá no sólo de los parámetros especificados en la figura sino también de las características del suelo, de los esfuerzos de compactación y de la calidad de trabajo del contratista.

En base a muros de 6100 mm de altura, el desplazamiento relativo aumenta aproximadamente 25% por cada 0,0192 MPa de sobrecarga. La experiencia indica que en el caso de muros de mayor altura el efecto de la sobrecarga de suelo puede ser aún mayor.

CAPÍTULO 5

APLICACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 GENERALIDADES.-

La aplicación del diseño estructural se hizo en el proyecto realizado por el Grupo N° 8, dentro del Curso de Titulación Profesional 2006 de la FIC.

El área de trabajo se encuentra ubicado en la zona denominada Cerro Arrastre UNI, dentro de las instalaciones de la Universidad Nacional de Ingeniería (ver plano UBI-01: Ubicación y Localización).

Se proyectó un muro de contención con talud vertical, debido a lo reducido del área de trabajo, con una carga de tráfico teórica y un talud superior horizontal.

Previamente al diseño se evaluaron las condiciones del lugar, para ello se realizaron los siguientes estudios:

- Levantamiento Topográfico, a fin de conocer las condiciones naturales de la superficie del terreno.
- Estudio de Suelos, se realizaron 3 calicatas a fin de conocer las condiciones del subsuelo y se realizaron ensayos en el laboratorio de Mecánica de Suelos del LNH, de muestras del suelo natural a fin de conocer las propiedades ingenieriles del suelo de fundación.

5.2 DATOS DE CAMPO.-

a). Geometría del Muro

Altura	H = 2.2 m
Longitud	L = 8 m
Sobrecarga de tráfico	q = 12 KPa/m
Empotramiento	h = 0.50m

Talud horizontal sobre el muro y Talud vertical en la parte frontal.

5.3 ANALISIS Y DISEÑO

$$V_1 = \gamma_r H L$$

e = Excentricidad

$$F_1 = 1/2 \gamma_b H^2 K_a$$

R = Resultante de Fuerzas Verticales ($V_1 + qL$)

$$F_2 = q H K_a$$

q = Sobrecarga de trafico

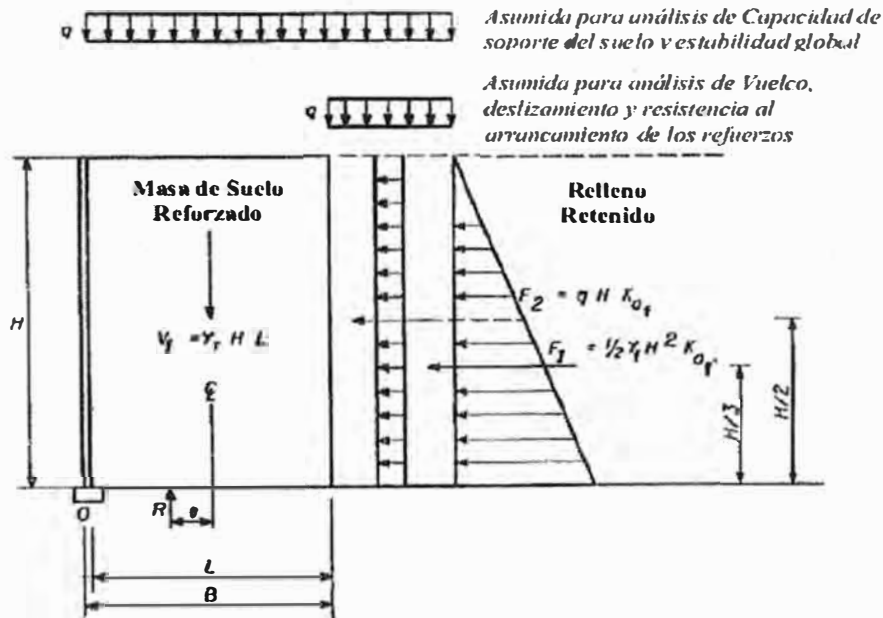


Figura 21. Cargas de Diseño para la aplicación.

A). Estabilidad Externa

$$H = 2.2 \text{ m}$$

$$B = L = 2.5 \text{ m (Asumimos } L > 0.7H \text{ o } 2.5\text{m) (Ver Capitulo 4.2 c)}$$

- Calculo de las Cargas

$$V_1 = \gamma_r H L = (22.3)(2.2)(2.5) = 122.65 \text{ KN/m}$$

$$V_2 = qL = (12)(2.5) = 30 \text{ KN/m}$$

$$R = \Sigma V = V_1 + V_2 = 122.65 + 30 = 152.65 \text{ kN/m}$$

- Calculo del Empuje

$$F_1 = 1/2 \gamma_b H^2 K_a = (0.5)(18)(2.2^2)(0.33) = 14.37 \text{ kN/m}$$

- Calculo de la Fuerza Horizontal producto de la sobrecarga

$$F_2 = q H K_a = (12)(2.2)(0.33) = 8.71 \text{ kN/m}$$

- Calculo de los Momentos

$$M_o = \text{Momento de Vuelco} = F_1 (H/3) + F_2 (H/2)$$

$$= (14.37)(2.2/3) + (8.71)(2.2/2) = 20.12 \text{ kN m/m} = M_o$$

$$M_{RO} = \text{Momento Resistente} = V_1 (L/2) = (122.65)(2.5/2) = 153.31 \text{ kN m/m}$$

M_{RBP} = Calculo del Momento Resistente Aplicado en el Apoyo del Empuje
 $= V_1 (L/2) + V_2 (L/2) = 122.65(2.5/2) + 30(2.5/2) = 190.81 \text{ kN m/m}$

• **Verificación al Deslizamiento**

FS al deslizamiento = $\frac{\Sigma P_R}{\Sigma P_d} = \frac{V_1 \text{ Tan } \varphi}{(F_1 + F_2)} = \frac{122.65 \times \text{Tan } 30}{(14.37 + 8.71)} = 3.07 \geq 1.5 \text{ OK}$

Donde: φ depende de φ_r y φ_f

Verificación al deslizamiento en cada capa de geomalla

$FS_{dn} = V_1 * \mu C_i / (F_1 + F_2) \geq 1.5$

d_n = profundidad a la que se encuentra la geomalla

$C_i = 0.75$ Coeficiente de Iteración Suelo – Geomalla

Tabla 14. Calculo del Deslizamiento en cada capa de Geomalla

n	d_n m	Elevación m	$V_1 = \gamma_r d_n L$ KN/m	$F_1 = \frac{1}{2} \gamma_b d_n^2 K_a$ KN/m	$F_2 = q d_n K_a$ KN/m	FSd ≥ 1.5	FSd (73%) ≥ 1.5
1,00	0,40	1,80	22,30	1,60	0,48	4.66	3.40
2,00	1,00	1,20	55,75	4,00	3,00	3.46	2.53
3,00	1,60	0,60	89,20	6,40	7,68	2.76	2.01
4,00	2,00	0,20	111,50	8,00	12,00	2.43	1.77

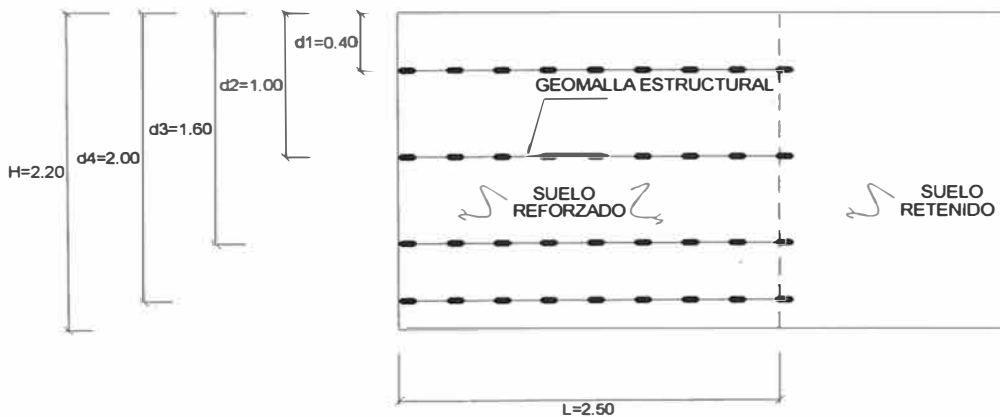


Figura 22. Calculo de la distancia "di".

• **Verificación al Volcamiento**

FS al vuelco = $\frac{M_{RO}}{M_o} = \frac{153.31}{20.12} = 7.61 \geq 2.0 \text{ OK}$

$e = \frac{F_1 H/3 + F_2 H/2}{V_1} = 0.166 \leq 0.417 \text{ OK}$

$L/6 = 2.5/6 = 0.417$

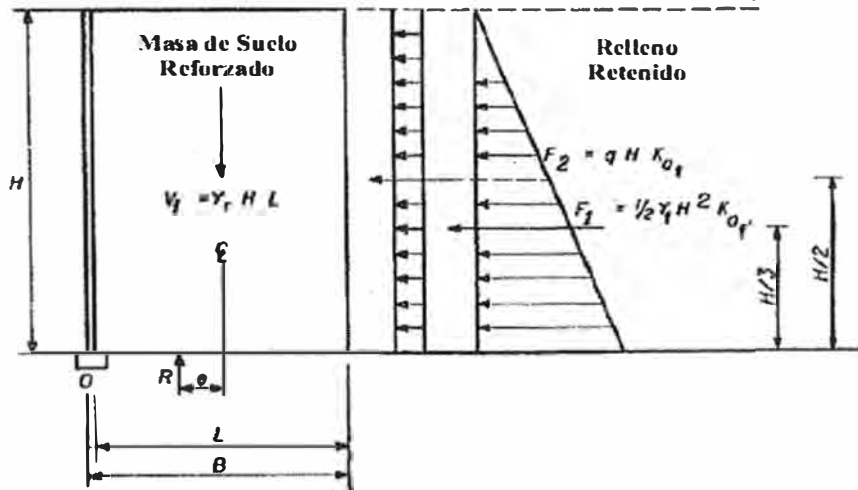


Figura 23. Verificación al volcamiento.

Tabla 15. Verificación al volcamiento en cada capa de geomalla

n	dn m	Elevación m	V1 KN/m	F1 KN/m	F2 KN/m	FSv ≥ 2	e ≤ L/6
1,00	0,40	1,80	22,30	1,60	0,48	72,59	0.017
2,00	1,00	1,20	55,75	4,00	3,00	23,23	0.054
3,00	1,60	0,60	89,20	6,40	7,68	12,10	0.103
4,00	2,00	0,20	111,50	8,00	12,00	8,71	0.143

• **Capacidad Portante**

$L/6 = 2.5/6 = 0.417 \text{ m}$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{(M_{RBP} - M_0)}{V_1 + V_2} = \frac{2.5}{2} - \frac{(190.81 - 20.12)}{122.65 + 30} = 0.132 \text{ m} < 0.417 \text{ m}$$

$L' = L - 2e = 8 - 2(0.132) = 7.74$

$\sigma_v = \text{Max esfuerzo en el apoyo} = \frac{V_1 + qL}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L'}$

$\sigma_v = \frac{122.65 + 30}{2.5 - 2 \cdot 0.132} = 68.27 \text{ kN/m}^2$

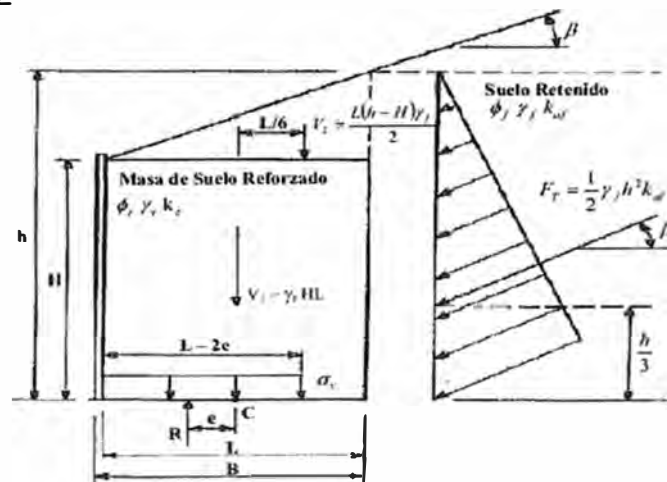


Figura 24. Verificación de la capacidad portante.

$q_{ult} = U_{lt}$. Capacidad del suelo de fundación = $c_f N_c + 0.5 (L - 2e) \gamma_f N_\gamma$

$c_f = 0 \text{ kN/m}^2$ Cohesión $N_c =$ Factor de carga

$q_{ult} = 0.5 L' \gamma_f N_\gamma = (0.5) (7.74) (22.2)(22.4) = 1924.47 \text{ kN/m}^2$

FS capacidad portante = $q_{ult} / \sigma_v = \frac{1924.47}{68.27} = 28.19 > 2.5$

- **Cargas Sísmicas**

$$A_m = (1.45 - A)A$$

$A_m = 0.42$ Coeficiente de aceleración Máxima del muro en el centro de de la masa de suelo reforzado.

$A = 0.4$ Coeficiente máximo de aceleración del terreno.

$$P_{IR} = 0.5 A_m * \gamma * H^2 \text{ (Terreno a contener horizontal)}$$

γ : Peso Específico Relleno Reforzado

$$P_{AE} = 0.375 A_m * \gamma * H^2 \text{ (Terreno a contener horizontal)}$$

γ : Peso Específico Suelo Retenido

$P_{IR} = 22.67 \text{ KN/m}$ Fuerza de inercia horizontal de la masa de suelo reforzado.

$P_{AE} = 13.72 \text{ KN/m}$ Empuje sísmico horizontal de la masa de suelo retenido.

Basados en la expresión general de Mononobe-Okabe

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos(\xi) \cos^2(90 - \theta) \cos(I + 90 - \theta + \xi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + I) \sin(\phi - \xi - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \xi) \cos(I - 90 + \theta)}} \right]^2}$$

$$\Delta K_{AE} = K_{AE} - K_a \quad (31)$$

$I =$ ángulo del talud del relleno = β

$$\xi = \arctan(k_h / 1 - k_v)$$

$\phi =$ ángulo de fricción del suelo

$\theta =$ ángulo del talud de la fachada

$$\beta = 0^\circ \quad \theta = 0^\circ \quad \xi = 22.78$$

K_{AE} : Coeficiente sísmico total de presión de la tierra

$$K_v = 0$$

$$K_h = A_m \quad K_{AE} = 0.73$$

$$K_h = 0 \quad K_a = 0.33$$

$$\Delta K_{AE} = 0.40$$

Agregando el 50% de P_{AE} y el 100% de P_{RI} a las fuerzas estáticas sobre la estructura

$$F'2 = F2 + P_{IR} = 37.19 \text{ KN/m}$$

$$F'1 = F1 + 0.5 * P_{AE} = 15.66 \text{ KN/m}$$

- Calculo del Factor Sismico

Los factores de seguridad sísmico son iguales o mayores que el 75% de los factores de seguridad estático mínimo. La falla por excentricidad será menor que $L/3$.

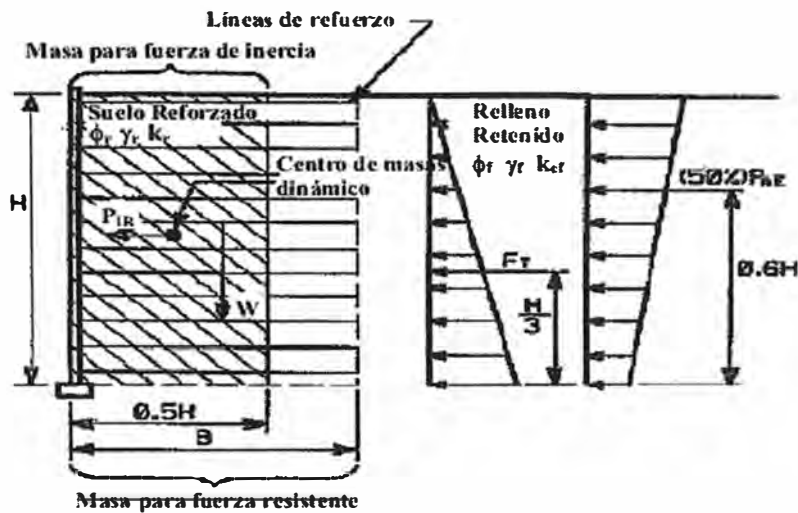


Figura 25. Calculo del factor sísmico

- Verificación al Vuelco

Calculo de la excentricidad

$$e' = (F2 * H/3 + F1 * H/2 + P_{AE} * 0.6 * H/2 + P_{RI} * H/2) / V1 = 0.44$$

$$e'/L = 0.18$$

$$L = 2.50 \text{ m}$$

$$L/3 = 0.83$$

Condición: $e'/L < L/3$ OK

Tabla 16. Cálculo de la excentricidad por capas

<i>n</i>	<i>d_n</i> m	Elevación m	<i>F'1</i> KN/m	<i>F'2</i> KN/m	<i>P_{AE}</i> KN/m	<i>P_{IR}</i> KN/m	<i>e'/L</i> < 0.83
1	0,40	1,80	8,46	23,15	0,45	0,75	0,05
2	1,00	1,20	4,00	3,00	2,84	4,68	0,07
3	1,60	0,60	6,40	21,40	7,26	11,99	0,33
4	2,00	0,20	8,00	12,00	11,34	18,73	0,44
5	2,20	0,00	8,80	14,52	13,72	22,67	0,56

- Verificación al Deslizamiento

$$\Sigma PR = V_1 * \mu = 71.14 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma PD = F_1 + F_2 + 0.5 * P_{AE} + P_{RI} = 52.85 \text{ KN/m}$$

$$\text{Condición: } FSd \geq 1.125$$

$$FSd = \Sigma PR / \Sigma PD = 1.35 \quad \text{OK}$$

Tabla 17. Verificación al Deslizamiento por capas

<i>n</i>	<i>d_n</i> m	Elevación m	<i>V₁</i> KN/m	<i>F'1</i> KN/m	<i>F'2</i> KN/m	<i>P_{AE}</i> KN/m	<i>P_{IR}</i> KN/m	<i>FSd</i> 1.125<
1	0,40	1,80	22,30	1,60	0,48	0,45	0,75	4,23
2	1,00	1,20	55,75	4,00	3,00	2,84	4,68	2,47
3	1,60	0,60	89,20	6,40	7,68	7,26	11,99	1,74
4	2,00	0,20	111,50	8,00	12,00	11,34	18,73	1,46
5	2,20	0,00	122,65	8,80	14,52	13,72	22,67	1,35

- Capacidad Portante

$$\text{Condición: } FS > 1.875$$

$$\sigma_v = (V_1 + q * L) / (L - 2 * e')$$

$$\sigma_v = 94.56 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ult} = C_f * N_c + 0.5 * (L - 2 * e') * \gamma * N_\gamma$$

$$q_{ult} = 401.38 \text{ KN/m}^2$$

$$FS = q_{ult} / \sigma_v = 4.24 > 1.875 \quad \text{OK}$$

B) Estabilidad Interna

$$H = 2.2 \text{ m}$$

$$B = L = 8 \text{ m (Asumimos } L > 0.7 H \text{ o } 2.44\text{m)}$$

$$\beta = 0$$

- **Estabilidad Interna con respecto al rompimiento del refuerzo**

- Capacidad Admisible del Refuerzo

$T_{ult} = 52.54 \text{ KN/m}$ Condición de la GEOMALLA UX
 1400SH

$b = 1.33\text{m}$ Ancho de la geomalla

$Sh = 1.83\text{m}$ Separación horizontal de las geomallas

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} * RF_D * RF_{ID} * FS}$$

T_a : Esfuerzo Admisible

T_{ult} : Esfuerzo Ultimo

RF_{CR} : 2.65 Factor de reducción por creep

RF_D : 1.1

RF_{ID} : 1.25

FS : 1.5 Factor de seguridad estático mínimo de la geomalla

$T_a \times R_c = (52.54 \times 0.72) / (2.65 \times 1.1 \times 1.25 \times 1.5) = 7.02 \text{ KN/m}$

$R_c = b / Sh$ Factor de cobertura parcial del refuerzo

$R_c = (1.33) / (1.83) = 0.72$

- Cálculo de las Fuerzas de Tensión Máxima en las Capas de Refuerzo.

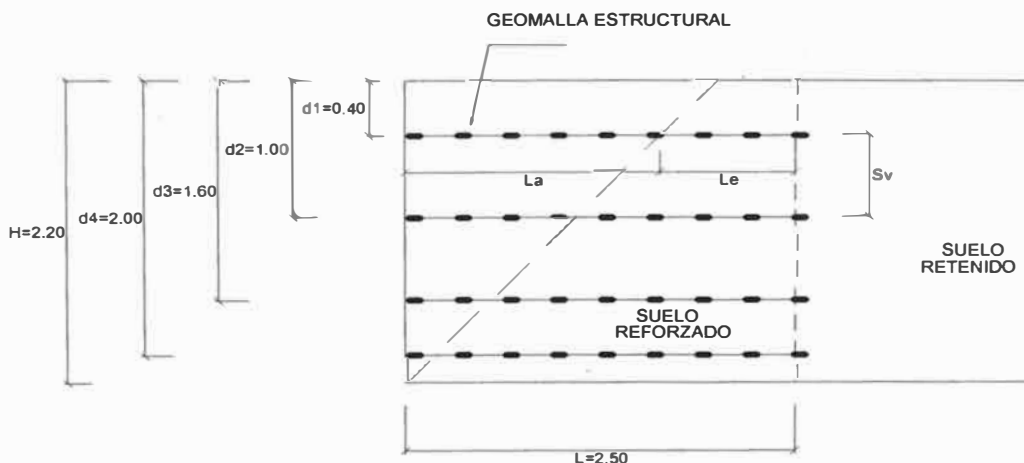


Figura 26. Cálculo de las fuerzas de tensión máxima.

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 33.8/2) = 0.29$$

$$S_m = \frac{1}{2}(d_{n-1} - d_{n-2}) + (H - d_{n-1})$$

$$\sigma_v = \gamma * d_n + S/C + \Delta\sigma_v$$

$$T_{max} = \sigma_H * S_v$$

$$\sigma_H = \gamma_P (\sigma_v k_r + \Delta\sigma_H)$$

Tabla 18. Cálculo de las Fuerzas de Tensión Máxima en las Capas de Refuerzo

n	d _n (m)	S _v (m)	σ _H (KN/m ²)	T _{max} (KN/m)	Ta* Rc/FS (KN/m)
1	0,40	0,70	6,07	4,25	7,02
2	1,00	0,60	9,95	5,97	7,02
3	1,60	0,50	13,83	6,91	7,02
4	2,00	0,40	16,41	6,57	7,02

$$T_{max} \leq \frac{Ta * Rc}{FS}$$

Lo cual verifica que se cumple la condición para la separación vertical dada.

• **Estabilidad Interna con respecto a la capacidad de Extracción**

$$P_r \leq \frac{2}{FS_{PO}} * \gamma * d_n * L_e * Tan(\phi) * c_i * Rc * \alpha$$

$P_r = T_{max}$: Tensión máxima del refuerzo por arrancamiento.

FS_{PO} : Factor de seguridad contra la extracción (>= 1.5).

$Tan(\phi) * c_i$: Factor de resistencia de extracción

α : Factor de corrección por efecto de escala, en geomallas estructurales es 1.0.

$L = L_a + L_e$: Longitud del refuerzo, para nuestro ejemplo estamos tomando $L = 2.50m$

$$L_a = (H - d_n) \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Tabla 19. Estabilidad Interna con respecto a la capacidad de Extracción

n	d _n (m)	T _{max} (KN/m)	L _a (m)	L _e (m)	T _{max} < (KN/m)
1,00	0,40	4,18	0,96	1,54	6,65
2,00	1,00	5,87	0,64	1,86	20,08
3,00	1,60	6,80	0,32	2,18	37,66
4,00	2,00	6,45	0,11	2,39	51,69

Lo cual verifica que se cumple la condición para L = 2.50m

• **Calculo de las Cargas Sísmicas**

$$P_i = Am * Wa$$

$$Am = (1.45 - A)A$$

$$Am = 0.42$$

A = coeficiente de aceleración máxima

$$Wa = 0.5 * H^2 * \tan\left(45 - \frac{\phi_{ref}}{2}\right) * \gamma_{ref}$$

$$Tmd = P_i * \left[\frac{Lei}{\sum_{i=1}^n (Lei)} \right]$$

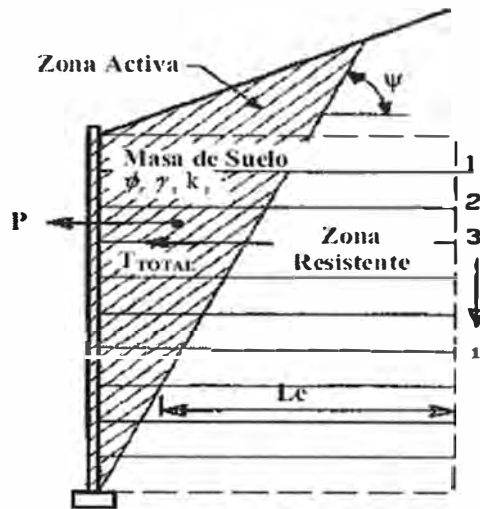


Figura 27. Calculo de las cargas sísmicas.

Wa = Peso de la zona activa

Pi = Fuerza de inercia

Tmd = Incremento dinámico inducido por Pi

$$T_{total} = T_{max} + Tmd$$

$$FS \leq \frac{T_{total} * Rc}{RF_c * RF_D * RF_{W} * T_{max} + RF_D * RF_{W} * Tmd}$$

$$T_{total} \leq \frac{P_i * Rc}{FS} \leq \frac{C * (0.8F^*)}{1.125} * \gamma * Z * L_c * R_c * \alpha$$

$$FS = 1.1$$

Tabla 20. Calculo de las Cargas Sísmicas

n	dn m	Wa KN/m	Pi KN/m	Tmd KN/m	Tmax KN/m	TTOTAL KN/m	1.1 <
1	0,40	0,95	0,40	0,40	4,18	4,58	2,43
2	1,00	5,95	2,50	1,37	5,87	7,24	1,65
3	1,60	15,24	6,40	2,50	6,80	9,30	1,36
4	2,00	23,81	10,00	3,00	6,45	9,46	1,39

5.4 ELABORACION DE PLANOS

- Se han elaborado los siguientes planos:

UBI - 01 Ubicación y Localización

UBI – 02 Ubicación de Calicatas

EST – 01 Diseño Estructural. Planta y Elevación

EST – 02 Diseño Estructural. Detalles 1

EST – 03 Cortes y Detalles

EST – 04 Diseño Estructural Detalles2

EST – 05 Diseño Estructural Detalles 3

Todos los planos están detallados en los anexos.

5.5 ESPECIFICACIONES

El propósito de estas Especificaciones Generales es dar pautas a seguirse en cuanto se refiere a detalles que puedan surgir como consecuencia del desarrollo de los planos.

Integran estas Especificaciones los planos, siendo compatibles con las normas establecidas por:

- ~ Reglamento Nacional de Construcciones
- ~ Normas de ASTM
- ~ Especificaciones de los fabricantes que sean concordantes con las anteriormente mencionadas en cada especialidad.

Solo se han tomado las principales especificaciones que se presentaron en el expediente técnico presentado en el informe grupal.

- **MOVIMIENTO DE TIERRAS**

Comprende la Nivelación del Terreno (cortes y relleno), excavaciones y eliminación del material excedente, necesarios para adecuar el terreno a los niveles establecidos.

Excavación de zanjas para Losa de Nivelación

Comprende la ejecución de trabajos de corte, que se realizan en las áreas del terreno, donde se construirá la obra, pueden ser excavaciones tipo masivo o simplemente excavaciones de zanjas.

Relleno y Compactado

Todo el material utilizado para relleno se cargará y acarreará al área de colocación, se verterá, esparcirá y nivelará según el espesor de capa especificado, se humedecerá si así se requiere, y se compactará en capas horizontales, según la densidad especificada para formar un relleno denso, homogéneo no cedente tal como exigen estas Especificaciones.

Relleno Estabilizado

El material de relleno no estabilizado se colocará en el lugar indicado en los planos formando un con de talud natural.

Durante la colocación del material de relleno, este se humedecerá de ser necesario, mediante aspersión.

Relleno Estructural

El relleno debe ser con material selecto en buenas propiedades de drenaje, el cual debe ser aprobado por la Supervisión y cumplir con las propiedades de suelos especificadas, según se muestra en la Tabla 21.

Tabla 21: Gradación del material de relleno

Tamaño de tamiz	Porcentaje pasante (%)
4"	100
Nº 4	60 - 100
Nº 40	0 - 50
Nº 200	0 - 15

La porción de material pasante del tamiz Nº 40 deberá tener un Limite Líquido menor de 40 y un Índice de Plasticidad menor de 10. El material de relleno debe ser clasificado por la "Unified Soil Classification System (USCS)" como suelo no plástico o de baja plasticidad.

En adición, los suelos de relleno y suelo/relleno retenido, deberán estar libres de exceso de humedad, raíces, desechos, escombros, nieve, materiales congelados, materia orgánica, y otros materiales de desecho. Toda roca debe

ser menor a 4" en la dimensión mas larga. Los materiales para el relleno reforzado que no cumplan estas especificaciones deberán ser considerados no aptos y deberán ser rechazados.

Los materiales de relleno serán colocados a partir de la cara posterior de los bloques de concreto hacia los extremos de la geomalla para asegurar una buena tensión.

El relleno será colocado en capas de no más de 250mm de espesor cuando se use equipo de compactación pesado. Para las zonas donde la compactación se hace con equipo operado a mano, el relleno se debe colocar en capas no mayores de 200mm de espesor. Solamente equipo operado a mano será permitido dentro de 1.0m de la cara posterior del muro.

El relleno deberá ser compactado como lo requieren las especificaciones del proyecto, o a un mínimo del 95% del proctor modificado y a un contenido de humedad no mayor a 2%, y no menor a 1% seco del valor óptimo.

Los métodos de prueba, frecuencia, y control de compactación en general deberán ser responsabilidad de la Supervisión. Todos los elementos suministrados, de ser posible, deberán contar con certificados de calidad emitidos por los organismos pertinentes.

Relleno de Drenaje

El relleno de drenaje se coloca en los límites indicados en los planos, es posible que no se requieran rellenos de drenaje y/o de núcleos para los muros estructurales.

Los materiales de drenaje deben instalarse correctamente y estar protegidos durante su construcción. Asimismo, deben cumplir la gradación que se muestra en la Tabla 22.

Tabla 22: Gradación del material de drenaje

Tamaño de tamiz	Porcentaje pasante (%)
4"	100
3/4"	50 - 75
Nº 4	0 - 50
Nº 40	0 - 60
Nº 200	0 - 5

- **CONCRETO SIMPLE**

Las presentes especificaciones se refieren a toda obra de cimentación en la que no es necesario el empleo de armadura metálica.

Materiales

- ~ Cemento: A usarse será Portland Tipo I, que cumpla con la Norma ASTM C 150.
- ~ Hormigón: Será material procedente de río o de cantera compuesto de agregados finos y gruesos de partículas duras, resistentes a la abrasión, debiendo de estar libre de cantidades perjudiciales de polvo, partículas blandas o escamosas, ácidos, material orgánicas y otras sustancias perjudiciales; su granulometría debe estar comprendida entre lo que pase por la malla 100 como mínimo y la de 2" como máximo.
- ~ Agregado Grueso: Agregado grueso se considera a la piedra o grava rota o triturada de contextura dura compacta libre de tierra, resistente a la abrasión deberá cumplir con las normas de ASTM C 33, ASTM C 131, ASTM C 88, ASTM C 127.
- ~ El Agua: Para la preparación del concreto se debe contar con agua, la que debe ser limpia, potable, fresca, que no sea dura, esto es como sulfatos, tampoco se deberá usar aguas servidas.

Losa de Nivelación (e = 0.15m)

Corresponde al solado de concreto, plano de superficie horizontal, que se apoya directamente sobre el suelo natural o en el relleno y sirve de base al paramento del muro de contención conformado por las Unidades Mesa.

La losa de nivelación es una capa de concreto simple de sección de 0.15m x 0.60m a lo largo del muro, que se ejecuta en el fondo de las excavaciones, proporcionando una base para el trazo del alineamiento del paramento y una superficie plana para la colocación de las unidades de concreto.

- **MATERIAL GEOSINTÉTICO**

Geomallas

La geomalla estructural debe cumplir con las características indicadas en la Tabla 23, considerando las siguientes notas:

- ~ Los valores indicados son el promedio de los mínimos del rollo determinados por el método de ASTM D-4759.
- ~ La resistencia real a la deformación al inicio de la colocación de la carga se mide vía GRI-GG1 (ensayo a 10% de longitud por minuto, longitud definida como la mayor de 2 aperturas ó 200 mm) sin deformar el material bajo carga antes de medir esa resistencia o usando el método de medida de tangente "secant" o "offset" para que no influya en la propiedad de resistencia.
- ~ La capacidad admisible a largo plazo se calcula reduciendo la máxima capacidad de la geomalla por los factores de reducción de creep (deformación por carga sostenida), construcción y durabilidad basado en GRI-GG4.
- ~ La transferencia de carga se basa en GRI-GG2.
- ~ La resistencia a la carga flexural se mide sobre la base de ASTM D 5732-95, Opción A, usando una muestra de 864mm. en longitud y un ancho equivalente a una apertura del producto.
- ~ La pérdida de capacidad debido a los daños de construcción se mide sobre la base de ASTM D 5818.
- ~ La pérdida de capacidad debido a ataque químico o biológico se mide sobre la base de la prueba de inmersión EPA 9090.

Tabla 23: Propiedades de la geomalla uniaxial UX1400MSE

Propiedad	Método de ensayo	Unidad	Valor
Módulo Inicial Real en Uso	ASTM D 6637	kN/m (lb/ft)	950 (65,110)
Capacidad a la Tensión al 5% de Elongación	ASTM D 6637	kN/m (lb/ft)	31 (2,130)
Capacidad a la Tensión Última	ASTM D 6637	kN/m (lb/ft)	70 (4,800)
Carga Admisible a Largo Plazo en Arenas, Limos y Arcillas	GRI – GG4	kN/m (lb/ft)	29.2 (2,070)
Carga Admisible a Largo Plazo en Arena Bien Graduada	GRI – GG4	kN/m (lb/ft)	28.4 (2,010)
Carga Admisible a Largo Plazo en Agregado	GRI – GG4	kN/m (lb/ft)	27.9 (1,970)
Capacidad de las Juntas	GRI – GG1 – 87	kN/m (lb/ft)	66 (4,520)
Rigidez Flexural	ASTM D 5732-95	(x1000) mg-cm	730
Resistencia al Daño por instalación	ASTM D-5818	%SC/%SW/%GP	95 / 92 / 90
Resistencia a la Degradación a Largo Plazo Expuesta a PH 2-13	EPA 9090 INMERSIÓN	% RESISTENCIA RETENIDA	100

La geomalla estructural debe contemplar en el diseño los siguientes factores de reducción como mínimo:

RF_{CR} - Factor de reducción de creep:	2.65
RF_D - Factor de reducción de durabilidad:	1.10
RF_{ID} - Factor de reducción por daños de instalación:	1.15
$FSUNC$ - Factor de reducción por incertidumbres:	1.50

La geomalla de refuerzo debe ser uniaxial de estructura continua y a base de polietileno de alta densidad. Se colocarán en los sitios y elevaciones indicadas en los planos.

Las longitudes de las geomallas serán tal y como se muestran en los planos de construcción, medidas desde la cara frontal del muro extendiéndose hasta donde acaba la geomalla. La zona reforzada es medida desde la cara posterior de los bloques hasta donde termina la geomalla.

Con previa autorización, la geomalla uniaxial puede ser dividida utilizando el detalle de conexión con barra "Bodkin". Solo una división es permitida por refuerzo y no se permite divisiones menores a 1.8m de largo. No se permite este tipo de conexión a 1.8m de profundidad de la superficie terminada. Esta conexión no se puede colocar al lado de otra.

Previo a la colocación del relleno, las geomallas se deben introducir sobre la ranura en el tope de los bloques. Introduzca las prolongaciones (dedos) de los conectores a través de las aperturas de la geomalla por detrás de la primera barra (costilla) transversal. Remueva las arrugas o pliegues.

De usarse equipo de construcción sobre oruga no debe ser operado directamente sobre la geomalla. Una capa mínima de suelo de relleno de 150mm es requerida para la operación de vehículos de oruga sobre las geomallas. Los giros de estos vehículos de orugas se deben evitar para prevenir la remoción de su sitio de la geomalla y/o relleno. En el caso de vehículos sobre ruedas de goma, estos pueden pasar sobre la geomalla a muy baja velocidad, menos de 15 KPH, frenazos repetidos y giros bruscos no serán permitidos.

Las geomallas uniaxiales serán desarrolladas con el eje mayor de las aperturas perpendiculares a la cara del muro. Un relleno mínimo de 75mm de suelo se debe colocar entre capas de geomalla uniaxial.

Las geomallas uniaxiales serán cortadas cerca de las barras en dirección transversal al eje mayor de las aperturas. Estas barras transversales serán colocadas y tensionada manualmente previo a la colocación del relleno.

Un juego completo de los planos de construcción y especificaciones deberán estar en la obra todo el tiempo durante la construcción del muro de suelo reforzado.

Conectores

Los conectores deben ser elementos fabricados a base de polietileno de alta densidad (HDPE) y reforzados con 30% de incrustaciones de fibra de vidrio (grado-E) basado en ASTM D 578 y se emplearán para asegurar una absoluta conexión mecánica positiva entre la geomalla y las unidades de concreto.

El conector debe contemplar en el diseño los siguientes factores de reducción como mínimo:

Factor de reducción de creep: 2.65

Factor de reducción de durabilidad: 1.10

Factor de reducción por incertidumbres: 1.50

Asimismo, el conector de polietileno debe cumplir con las siguientes dimensiones nominales (ver plano EST-04: Diseño Estructural - Detalles):

Ancho: 70 mm.

Alto: 50 mm.

Unidades de Concreto - Paramento

Los bloques de concreto deben ser unidades elaboradas a base de cemento, agua y agregados a las cuales se les instalarán unos conectores de polietileno que permitirán fijar la geomalla, se colocarán sin ningún tipo de material cementante fijándose solo con los conectores (ver plano EST-04: Diseño Estructural - Detalles).

Su función principal será la de conformar el paramento de la estructura, detener la erosión del relleno y proveer a la estructura de un tratamiento arquitectónico adecuado.

El Bloque de concreto tiene las siguientes características:

Geometría Nominal: 8" x 18" x 11"

Peso Aproximado: 35Kg.

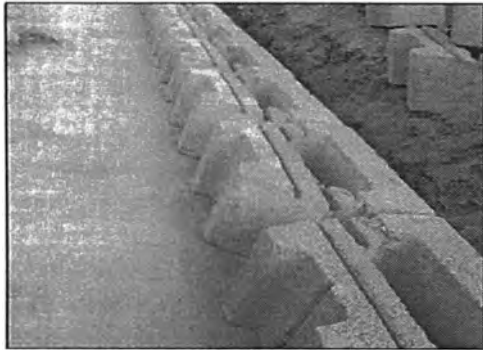
El bloque de concreto debe tener un mínimo de resistencia a la compresión a los 28 días de 28MPa. El bloque debe contar adicionalmente con una protección contra los ciclos de hielo/deshielo, limitando su absorción de agua a un 6% de su peso.

Las dimensiones del bloque de concreto no deberán variar más de 1/8pulg. (3.2mm) de la dimensión publicada de fabricación.

5.6 PROCESO CONSTRUCTIVO

- Se excavó y niveló la subrasante como se requería para la colocación de la losa de nivel como se muestra en los planos de construcción.
- La losa de nivelación es de aproximadamente de 60cm de ancho x 15cm de profundidad.

- Al tener un buen suelo de fundación no hubo necesidad de compactar.
- Se construyó la losa de nivelación con Concreto no reforzado.
- Se Verificó que la superficie este nivelada para colocar la primera fila de bloques Mesa.
- Se estableció el alineamiento del muro usando cuerda de tiza.



- Se procedió a colocar los bloques Mesa alineados en la losa de nivelación.
- Se colocó los bloques Mesa de forma que sus lados se toquen.
- Se colocó la cara Rugosa del bloque hacia afuera.
- Luego se procedió a Insertar el conector Mesa en las ranuras
- Previamente se limpió la superficie de los bloques antes de instalar la siguiente fila.
- Se colocó la Geomalla Estructural Tensar a la elevación que muestran los planos, con las barras transversales paralelas a la cara del muro.
- Se engancho las “pestañas” de los conectores en las barras transversales de la geomalla.
- Se colocó el Material Filtrante consiste de piedra de 1/2” - 3/4” de tipo granular y de libre drenaje.
- Se colocó este material en un mínimo de 30cm de espesor detrás de los bloques.
- No es necesario llenar las cavidades de los bloques con este material.
- Se colocó y esparció el relleno de forma que se minimice la formación de “arrugas” en la geomalla.
- Se colocó y compactó el relleno en capas que no excedan 15cm en áreas donde sea requerida compactación manual, o capas de hasta 25cm en áreas donde se uso equipo pesado de compactación.
- Para prevenir deflexiones excesivas en el muro, use solamente equipo de compactación mecánica liviano, a 1.0m de la cara posterior de los bloques Mesa.
- Colocar la fila adicional de bloques de forma “escalonada”.

- Hale los bloques hacia la cara frontal del muro hasta que hagan contacto con los conectores de abajo.



CONCLUSIONES

- Con el uso del muro de suelo reforzado con geomallas, se obtienen ventajas técnicas, debido a que se dispone de una fachada ligera que ya no tiene que tomar los empujes del suelo natural al aumentarse considerablemente la resistencia friccionante del suelo, gracias a la inclusión de las geomallas.
- El diseño de un muro de suelo reforzado es similar a un muro de gravedad, con la diferencia que se debe hacer un análisis interno para determinar la longitud, separación vertical y separación horizontal de las geomallas.
- El mejoramiento de la resistencia a la tensión es el resultado de la interacción entre el refuerzo y el suelo.
- Es muy importante el tipo de suelo que va a interactuar con el refuerzo, ya que según sus propiedades van a interactuar mejor por fricción y trabazón con la geomalla.
- Por nuestra experiencia en la construcción del Muro de Suelo Reforzado realizado como parte del curso de titulación, hemos observado que el proceso constructivo no es complicado, pudiendo capacitarse el personal a cargo de la construcción en corto tiempo.

RECOMENDACIONES

- Es necesario seguir investigando el comportamiento del muro de suelo reforzado, ya que actualmente se está diseñando con factores de seguridad recomendados por AASHTO y la FHWA, con una mayor investigación se podrán usar factores de seguridad de acuerdo al tipo de nuestros suelos.
- Se deben realizar ensayos de corte directo al sistema suelo-refuerzo en nuestros laboratorios con el fin de conocer el comportamiento de nuestros suelos en interacción con las geomallas fabricadas de diferentes materias primas.

BIBLIOGRAFIA

- **AUTOR:** American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO
TITULO: Especificaciones para el diseño de puentes por el método LRFD – Sección 11
EDITORIAL: Interim Revisions Washington D.C.
PAIS: USA
AÑO: 2003
- **TITULO:** Apuntes de clase del Curso de Titulación Profesional 2006 – FIC UNI
PAIS: Perú
AÑO: 2007
- **AUTOR:** Federal Highway Administration - FHWA
TITULO: Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. Design & Construction Guidelines
EDITORIAL: U.S. Department of Transportation
PAIS: U.S.A
AÑO: 2001
- **AUTOR:** Koerner, Robert
TITULO: Diseño con Geosintéticos - Capítulo 3. Diseño con Geomallas
EDITORIAL: IGS – PERÚ.
PAIS: Perú
AÑO: 2005
- **AUTOR:** R. Simac, Michael - National Concrete Masonry Association
TITULO: Design Manual for Segmental Retaining Wall
EDITORIAL: NCMA Publication
PAIS: U.S.A
AÑO: 1997

- **AUTOR:** Tensar Earth Technologies, Inc.
TITULO: Design Guidelines for Mesa Retaining Wall System
EDITORIAL: Tensar Earth Technologies, Inc.
PAIS: U.S.A.
AÑO: 2001

- **AUTOR:** Torres, Omar
TITULO: En Suelo Mecánicamente Estabilizado: Geomallas Flexibles y Geotextiles de Alto Modulo
EDITORIAL: Revista BIT
PAIS: Colombia
AÑO: 2003

ANEXOS

- I. Planos del proyecto realizado
- II. Fotos del proceso constructivo del proyecto realizado
- III. Lista de Normas para Geosintéticos y definición de algunas normas para geomallas

ANEXO I

Planos elaborados para el proyecto realizado

UBI – 01 Ubicación y Localización

UBI – 02 Ubicación de Calicatas

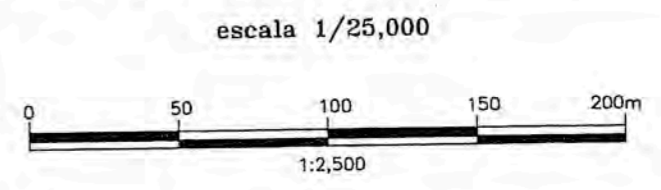
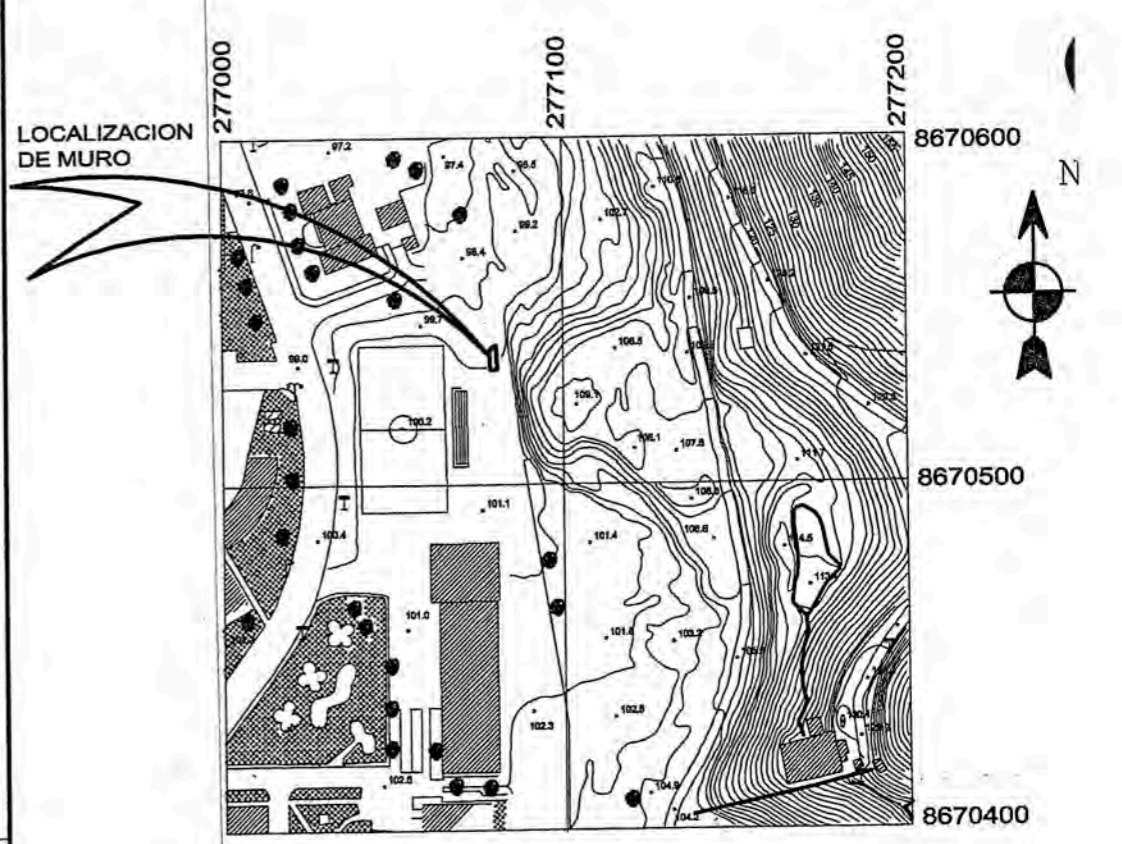
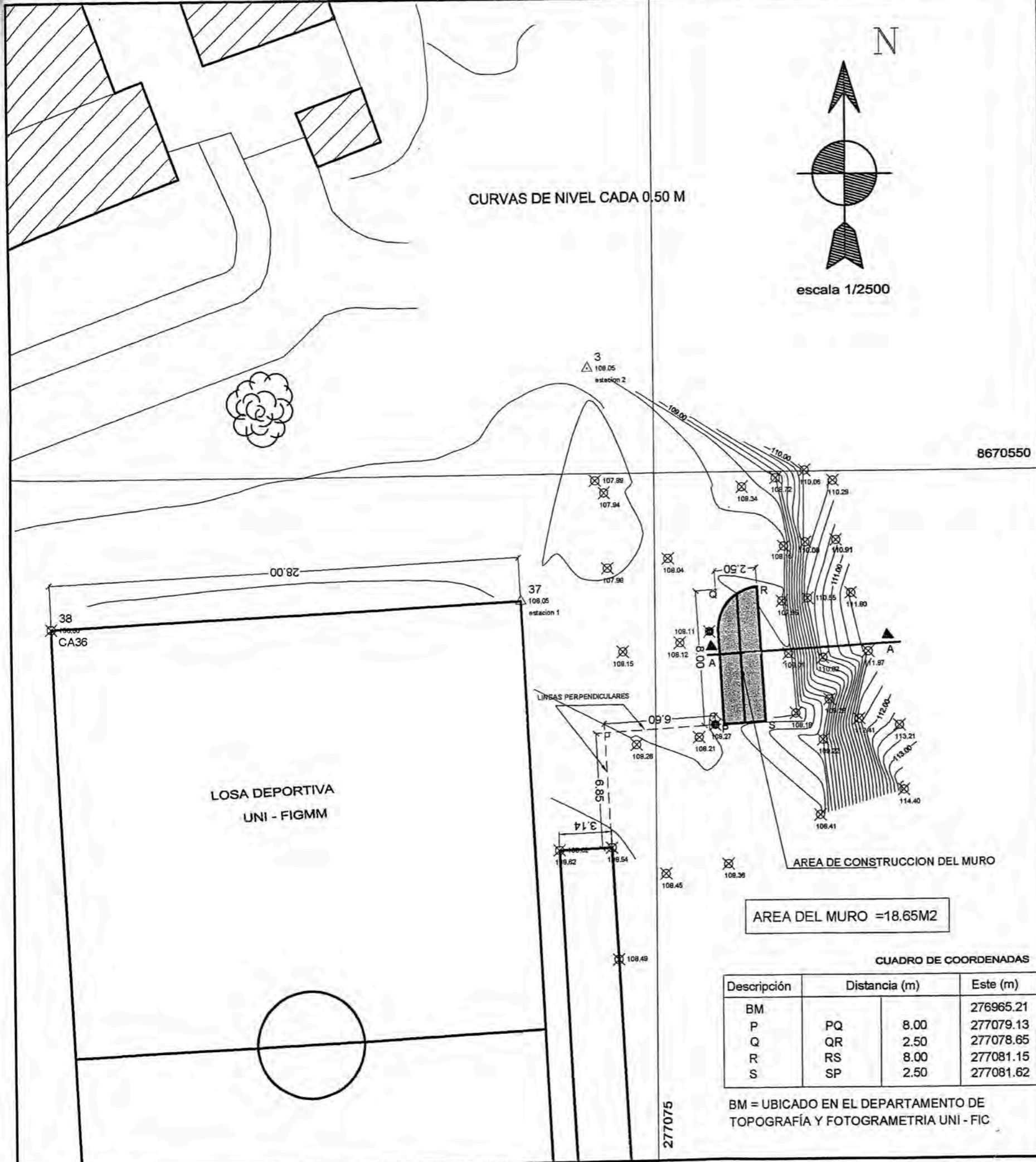
EST – 01 Diseño Estructural. Planta y Elevación

EST – 02 Diseño Estructural. Detalles 1

EST – 03 Cortes y Detalles

EST – 04 Diseño Estructural. Detalles 2

EST – 05 Detalle típico de la colocación de la geomalla



LEYENDA		
HITO MONUMENTADO	—	⊗
PUNTOS TOMADOS	—	⊗
ESTACION TOPOGRAFICA	—	△

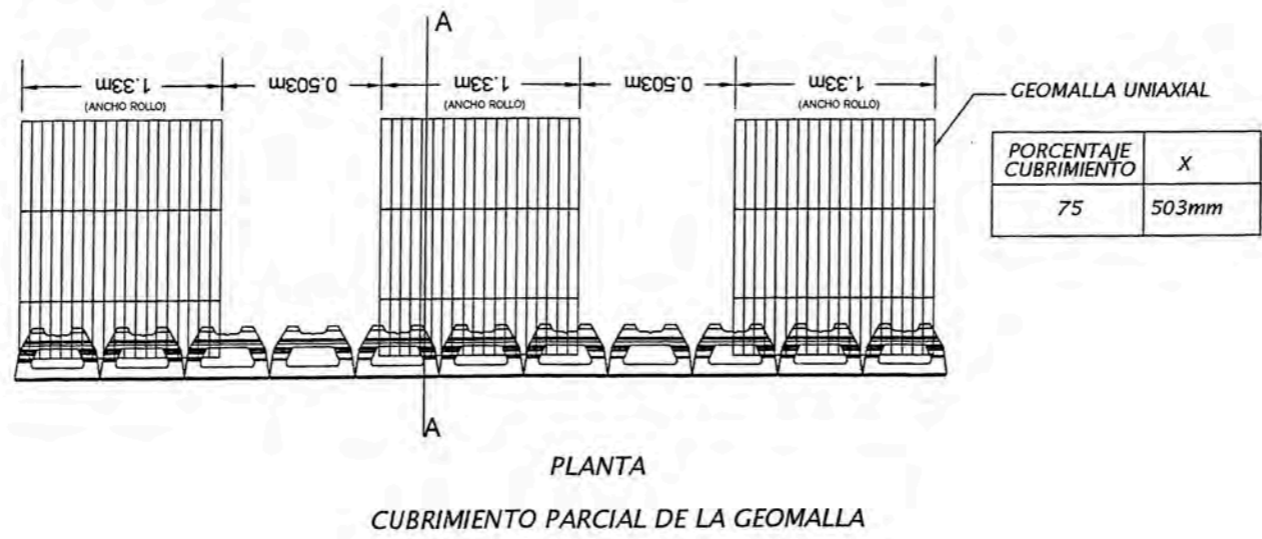
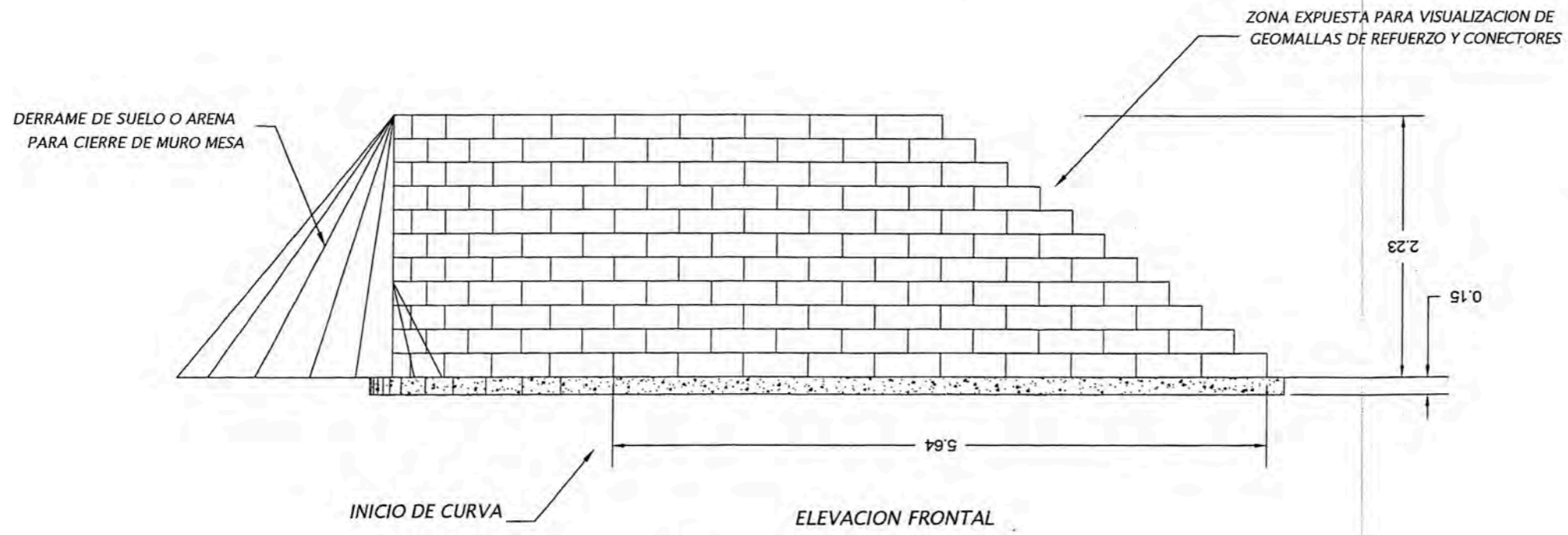
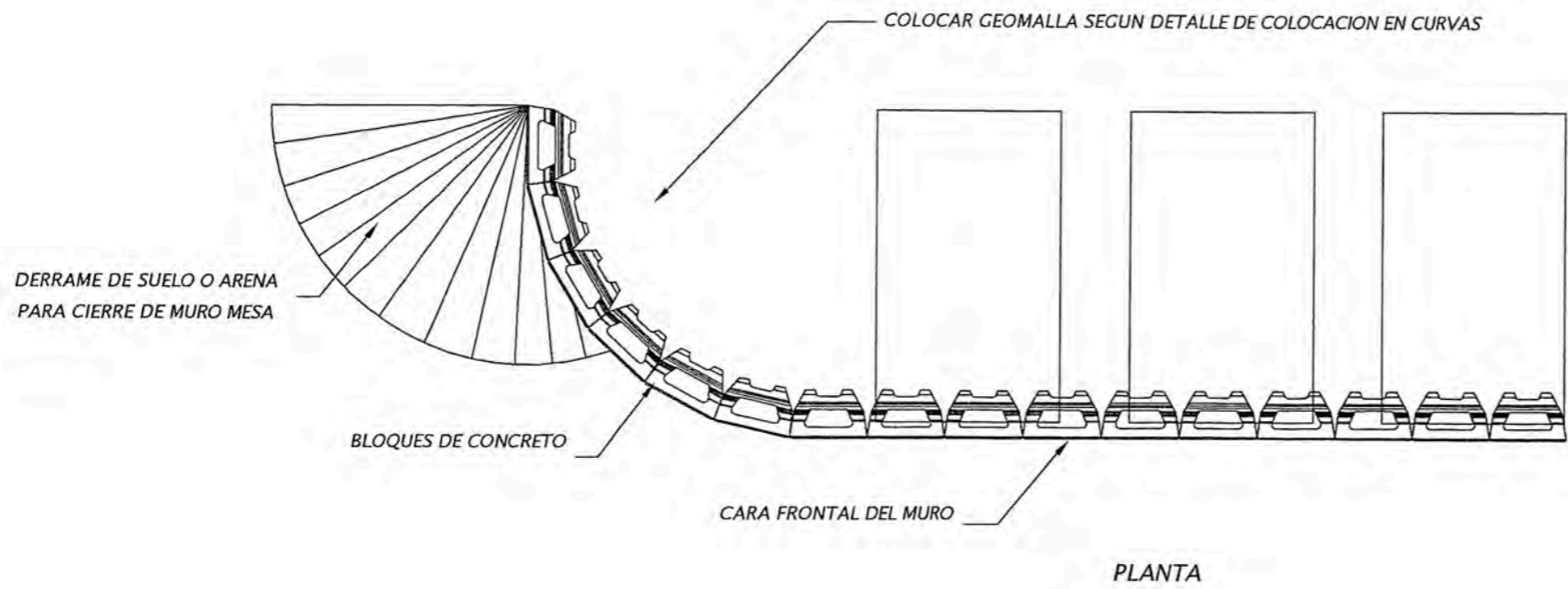
ELIPSOIDE : SISTEMA GEODESICO MUNDIAL
 PROYECCION : UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR
 DATUM HORIZONTAL : PSAD 56 (Lineas numeradas en color negro)
 DATUM VERTICAL : NIVEL MEDIO DEL MAR
 CONVERSION DE COORDENADAS WGS 84 A PSAD 56

CUADRO DE COORDENADAS

Descripción	Distancia (m)	Este (m)	Norte (m)	Alt. (msnm)	
BM		276965.21	8670401.00	108.25	
P	PQ	8.00	277079.13	8670535.03	108.27
Q	QR	2.50	277078.65	8670543.02	107.90
R	RS	8.00	277081.15	8670543.17	107.90
S	SP	2.50	277081.62	8670535.18	108.18

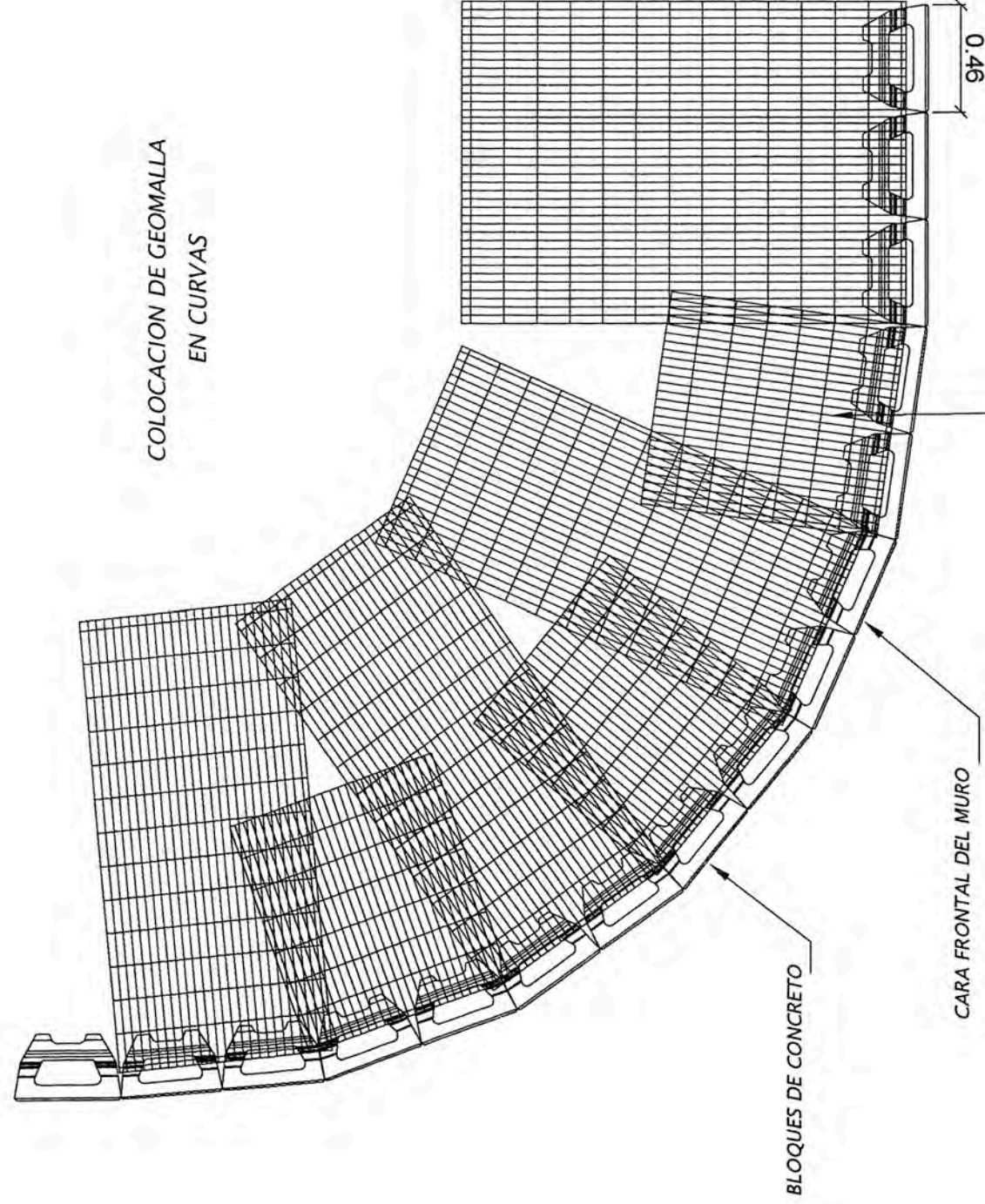
BM = UBICADO EN EL DEPARTAMENTO DE TOPOGRAFIA Y FOTOGRAMETRIA UNI - FIC

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS		
PLANO: UBICACION Y LOCALIZACION		
INTEGRANTES GRUPO Nº08: CAMONES YACTAYO, OSCAR GUEVARA CHUQUIPUL, ALEX MARTIN MENACHO ANGELES, JORGE ZEVALLOS VILLAR, MAURO FIDEL		
ASESOR: ING. JOSE MASIAS GUILLEN	TOPOGRAFO: DPTO. TOPO-UNI	LAMINA: UBI-01
LUGAR: UNI DISTRITO: RIMAC DPTO.: LIMA / PROV.: LIMA	ESCALA: 1/2500 FECHA: FEBRERO/2007	



PROPUESTA MURO CON FRENTE RECTO - CIERRE CON CURVA

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS	
PLANO: DISEÑO ESTRUCTURAL - PLANTA Y ELEVACION	
INTEGRANTES GRUPO Nº08: CAMONES YACTAYO, OSCAR GUEVARA CHUQUIPUL, ALEX MARTIN MENACHO ANGELES, JORGE ZEVALLOS VILLAR, MAURO FIDEL	
ASESOR: ING. JOSE MASIAS GUILLEN	LAMINA: EST-0
LUGAR: UNI DISTRITO: RIMAC DPTO.: LIMA / PROV.: LIMA	ESCALA: 1/50 FECHA: MARZO/2007



COLOCACION DE GEOMALLA
EN CURVAS

BLOQUES DE CONCRETO

CARA FRONTAL DEL MURO

0.46

CORTE LA GEOMALLA EN LA
CARA CUANDO SEA NECESARIO

PROYECTO:
**MURO DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO
CON GEOMALLAS**

PLANO:

DISEÑO ESTRUCTURAL - DETALLES

INTEGRANTES
GRUPO Nºº:
CAMONES YACTAYO, OSCAR
GUEVARA CHUQUIPUL, ALEX MARTIN
MENACHO ANGELES, JORGE
ZEVALLOS VILLAR, MAURO FIDEL

ASESOR:

ING. JOSE MASIAS GUILLEN

LAMINA:

LUGAR: UNI

ESCALA: 3/8E

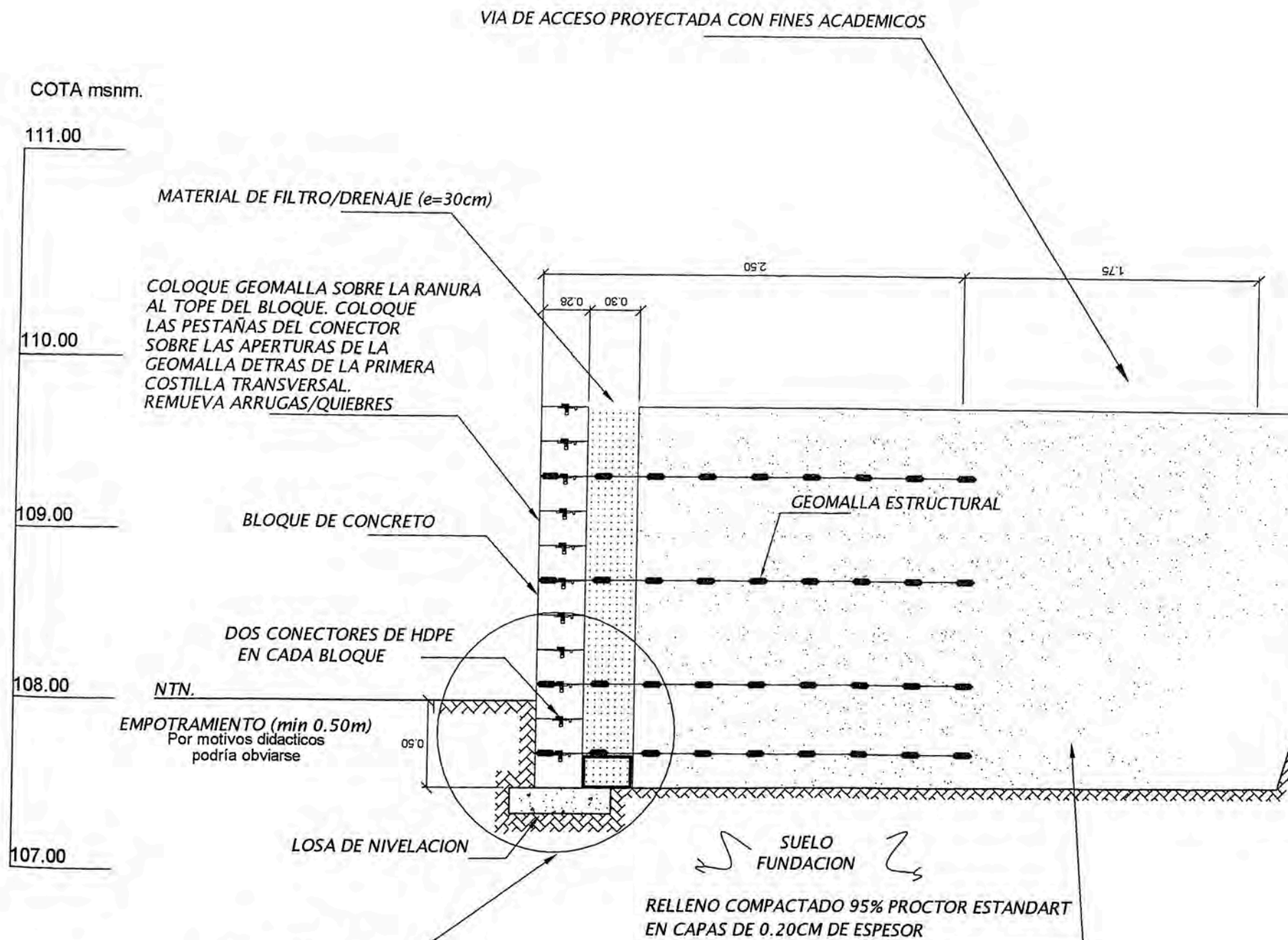
FECHA:

DISTRITO: RIMAC

FECHA: MARZO/2007

EST-02

CORTE A - A
SECCION TIPICA DEL MURO DE SUELO REFORZADO

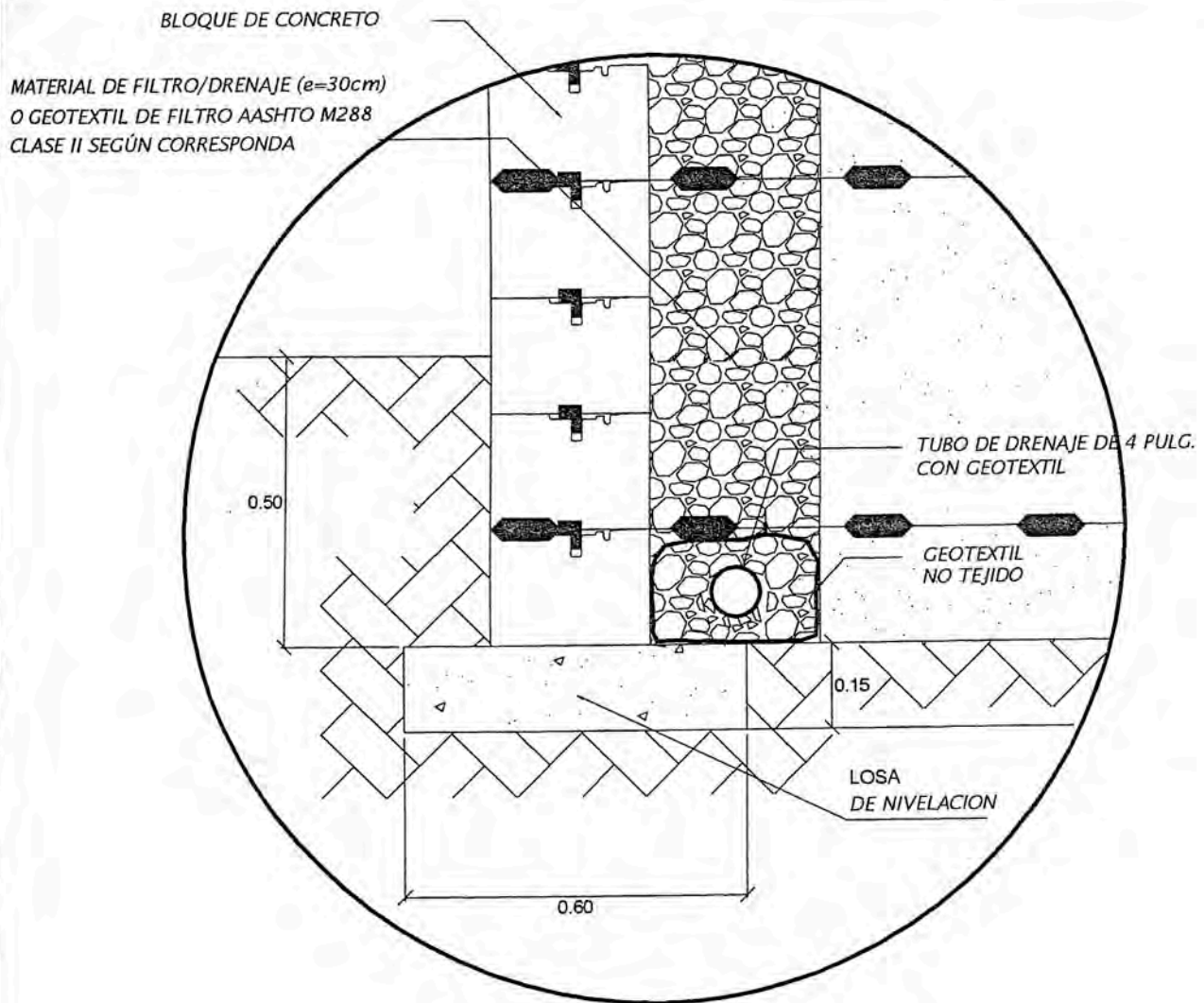


Ver Plano EST-04
DETALLE DE DRENAJE EN PARAMENTO

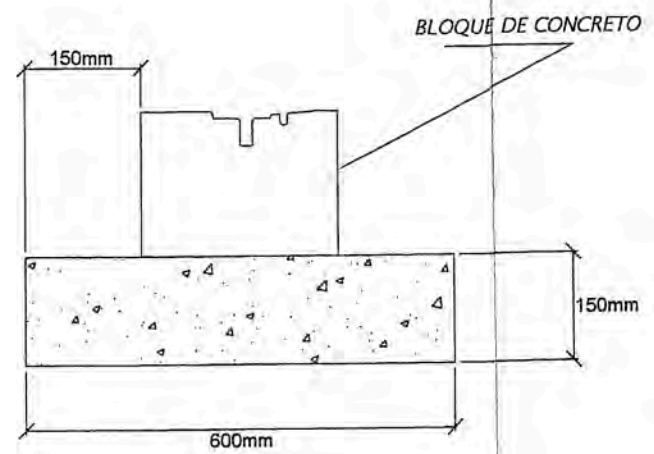
PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS	
PLANO: DISEÑO ESTRUCTURAL - CORTE y DETALLES	
INTEGRANTES GRUPO N°08:	CAMONES YACTAYO, OSCAR GUEVARA CHUQUIPUL, ALEX MARTIN MENACHO ANGELES, JORGE ZEVALLOS VILLAR, MAURO FIDEL
ASESOR:	ING. JOSE MASIAS GUILLEN
LUGAR: UNI	ESCALA: 1/50
DISTRITO: RIMAC	FECHA:
DPTO.: LIMA / PROV.: LIMA	MARZO/2007



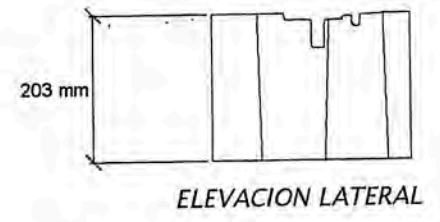
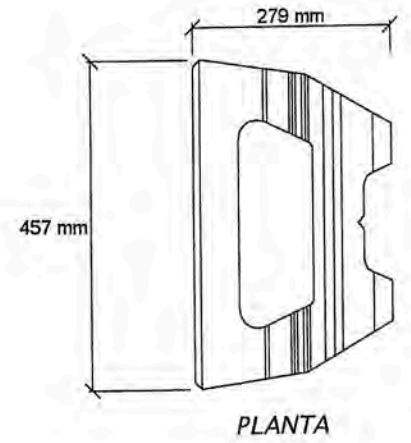
EST-0



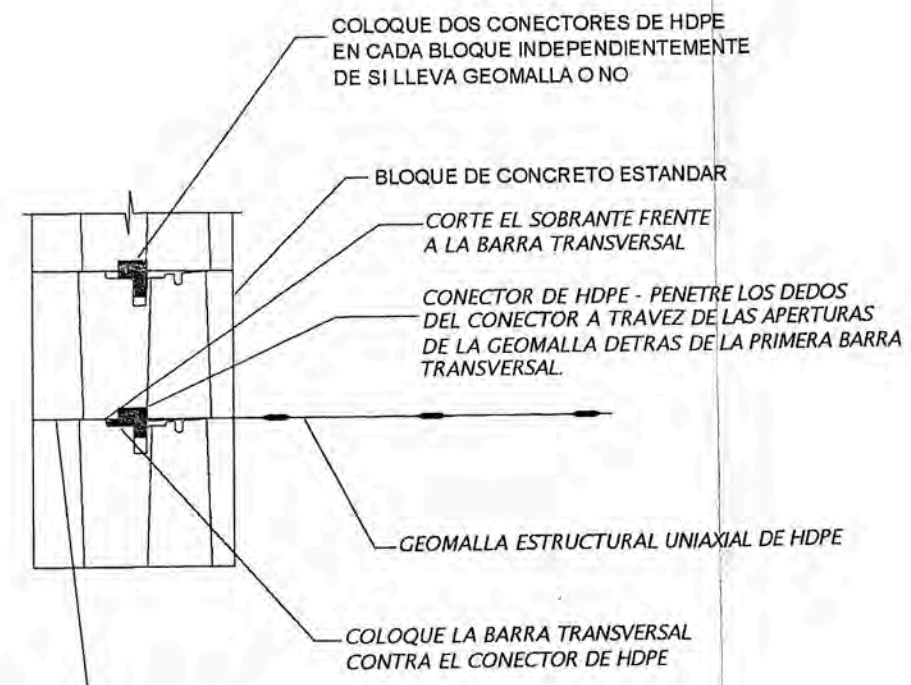
DETALLE DE DRENAJE EN PARAMENTO
ESC. S/E



DETALLE DE LOSA DE NIVELACION
ESC. 1/10

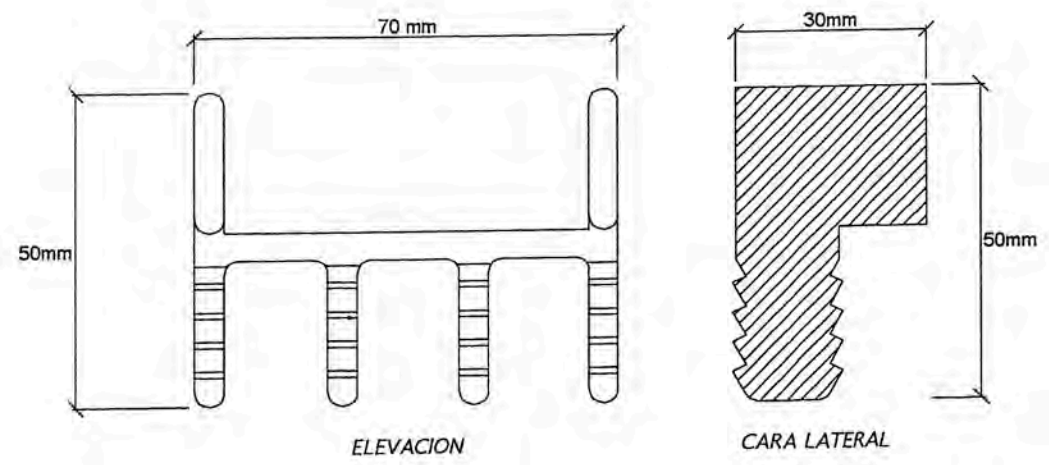


BLOQUE DE CONCRETO ESTANDAR
ESC. 1/10




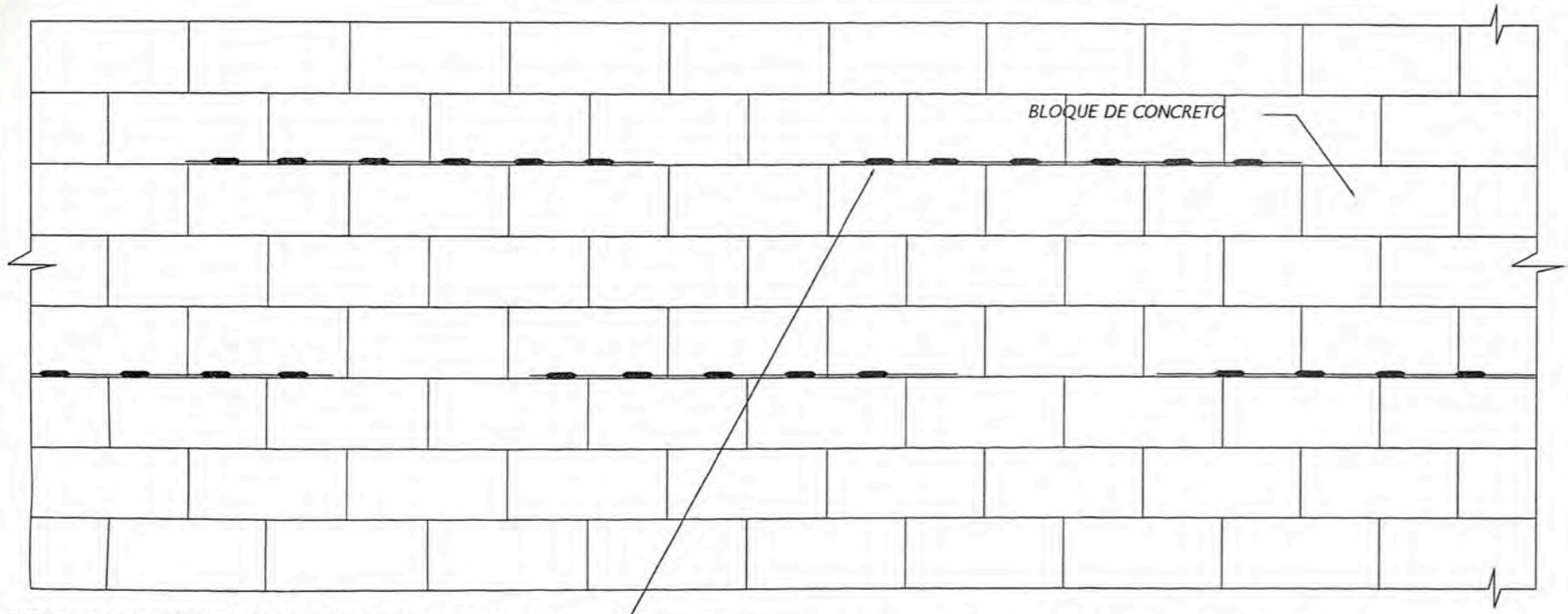
CALZAR ENTRE BLOQUES CUANDO SEA NECESARIO PARA MANTENER ADECUADO ALINEAMIENTO VERTICAL Y HORIZONTAL. VER DETALLE DE ORIENTACION DE LA GEOMALLA PARA DETALLES DE COMO CALZAR.

BLOQUE DE CONCRETO Y CONEXION DE LA GEOMALLA
ESC. 1/10



CONECTOR DE HDPE
ESCALA: 1/1.25

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS		
PLANO: DISEÑO ESTRUCTURAL - DETALLES		
INTEGRANTES GRUPO Nº08:	CAMONES YACTAYO, OSCAR GUEVARA CHUQUIPUL, ALEX MARTIN MENACHO ANGELES, JORGE ZEVALLOS VILLAR, MAURO FIDEL	
ASESOR:	ING. JOSE MASIAS GUILLEN	LAMINA:
LUGAR: UNI	ESCALA: INDICADA	EST-04
DISTRITO: RIMAC	FECHA:	
DPTO.: LIMA / PRGV.: LIMA	MARZO/2007	

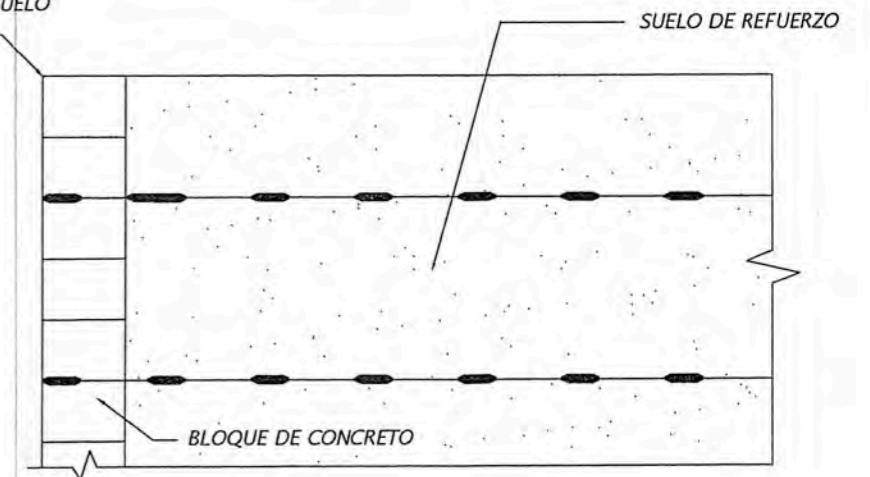


NOTA: PARA LA CORONACION LA ULTIMA CAPA DE GEOMALLA DEBE COLOCARSE A UN BLOQUE COMO MINIMO ANTES DE ALCANZAR EL TOPE SUPERIOR DEL MURO

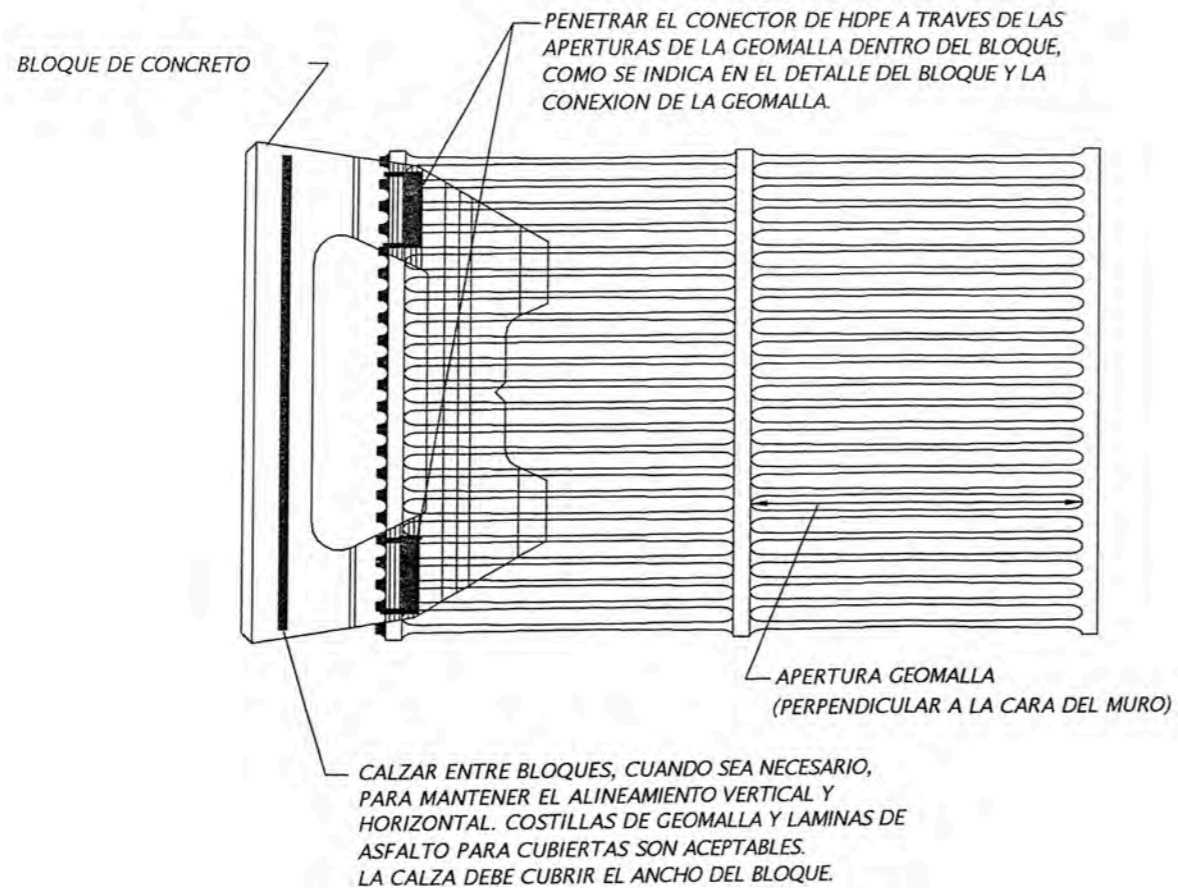
LA ÚLTIMA CAPA DE GEOMALLA UNIAXIAL SE ENCUENTRA DOS BLOQUES ANTES DE ALCANZAR EL TOPE SUPERIOR DEL MURO MSE SEGÚN PLANOS,

DETALLE TÍPICO DE COLOCACION DE GEOMALLAS EN MURO RECTO Y CORONACION
ESC. S/E



TOPE MURO DE SUELO REFORZADO



DETALLE DE ENCUENTRO
GEOMALLA - PÁRAMENTO - SUELO
ESC. S/E



ORIENTACION DE LA GEOMALLA
ESC S/E

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS		
PLANO: DISEÑO ESTRUCTURAL - DETALLES		
INTEGRANTES GRUPO Nº08:	CAMONES YACTAYO, OSCAR GUEVARA CHUQUIPUL, ALEX MARTIN MENACHO ANGELES, JORGE ZEVALLOS VILLAR, MAURO FIDEL	
ASESOR:	ING. JOSE MASIAS GUILLEN	
LUGAR: UNI	ESCALA: S/N	LAMINA: EST-05
DISTRITO: RIMAC	FECHA:	
DPTO.: LIMA / PROV.: LIMA	MARZO/2007	

ANEXO II

FOTOS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL PROYECTO REALIZADO



Losa de Nivelación



1° Hilada



Paramento prefabricado



Colocación de conectores



Colocación de geomallas





Colocación de las hiladas superiores

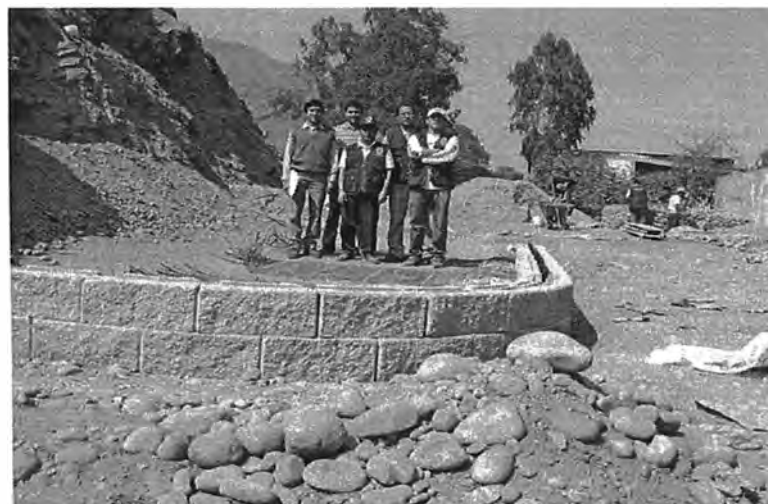




Retiro de la geomalla para compactar



Compactación del relleno



ANEXO III

➤ Lista de Normas para Geosintéticos:

- Masa por unidad de área (ASTM D 5261 / D 3776 / D 5993)
- Resistencia a la Tracción Grab (ASTM D 4632)
- Resistencia a la tracción (ASTM D 5035 / D 6693)
- Resistencia a la Tensión T. Ancha (ASTM D 4595 / D 6637)
- Resistencia al desgarre trapezoidal (ASTM D 4533 / D 1004)
- Resistencia al reventado (ASTM D 3786)
- Resistencia al punzonado (ASTM D 4833 / ASTM D 4833 / D 6241)
- Resistencia a la Tensión Método del Creep (ASTM D 5262)
- Resistencia al Arrancamiento o Pull Out en Geosintéticos (ASTM D 6706)
- Corte Directo con Geosintéticos (ASTM D 5321 --ISO 12957 ISO 12957)
- Espesor nominal (ASTM D 5199 / D 5199)
- Permisividad (ASTM D 4491)
- Tamaño de abertura aparente (ASTM D 4751)
- Resistencia a los rayos UV (ASTM D 4355)
- Índice de fluidez (ASTM D 1238 / D 5887)
- Transmisividad hidráulica (ASTM D 4716)
- Adherencia entre capas (ASTM D 413 / 4437)
- Esfuerzos de Tensión (ASTM D 6768)
- Esfuerzos de Pelaje (ASTM D 6496)
- Esfuerzos de Corte (ASTM D 6243)
- Conductibilidad hidráulica (ASTM D 5084)
- Densidad (ASTM D 1505)
- Estabilidad Dimensional (ASTM D 1204)
- Contenido de negro de humo (ASTM D 1603 / D 1603)
- Dispersión de negro de humo (ASTM D 5596)
- Resistencia al agrietamiento (ASTM D 5397)
- Tiempo de inducción a la oxidación (ASTM D 3895)
- Envejecimiento al horno a 90 días (ASTM D 5721 / 3895)
- Envejecimiento al horno 1600 hr (ASTM D 5885)

➤ **Definición de algunas normas para Geomallas**

• **Resistencia a la Tensión Método de la Tira Ancha (ASTM D 6637)**

Determina una resistencia a la tensión y su valor es representativo en el control de calidad. Produce resultados más acordes con el comportamiento del geosintético en el campo.

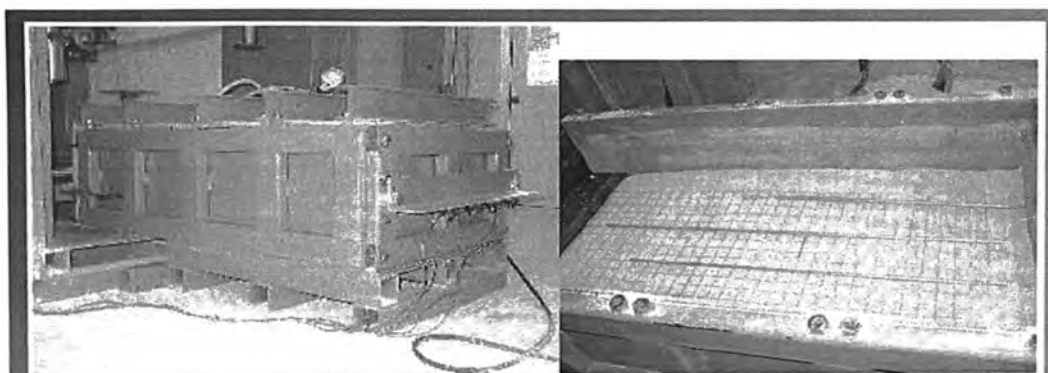


• **Resistencia a la Tensión Método del Creep (ASTM D 5262)**

La prueba se realiza sosteniendo un espécimen a una carga de prueba durante 10,000 horas (417 días). Los especímenes se sostienen por su ancho total. El creep deformación o alargamiento (tensión) de la muestra se supervisa por encima del período de prueba. De estos resultados, el tiempo de ruptura para varios niveles de carga o el nivel de carga que causará la ruptura en un momento dado puede determinarse.

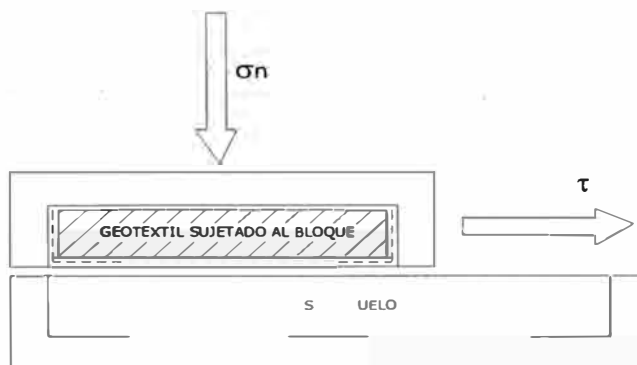
• **Resistencia al Arrancamiento o Pull Out en Geosintéticos (ASTM D 6706)**

Sirve para realizar una comparación del Geosintético (refuerzo) en interacción con el suelo. Coeficiente de interacción suelo – geosintético.



• **Corte Directo con Geosintéticos (ASTM D 5321 --ISO 12957 ISO 12957)**

Determina la característica de fricción en los geosintéticos. Se simula el esfuerzo de corte mediante el desplazamiento de un suelo en contacto con el geosintético.



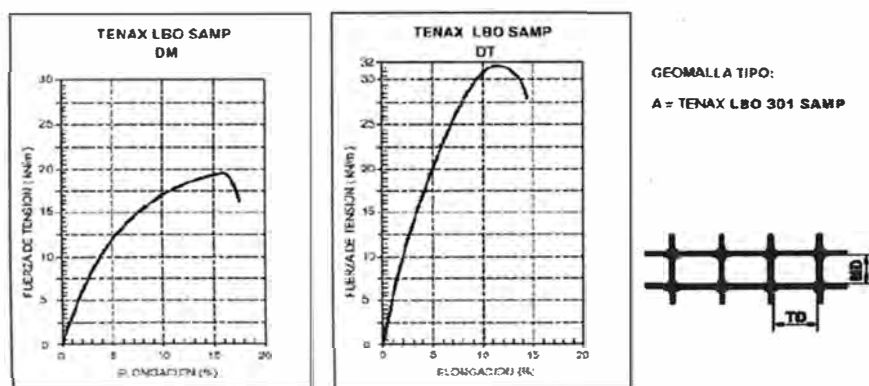
a). Dispositivo de prueba de Corte Directo

• **Esfuerzos a la Tracción al 2% de elongación (GRI-GG1 / ISO 10319)**

• **Esfuerzos a la Tracción al 5% de elongación (GRI-GG1 / ISO 10319)**

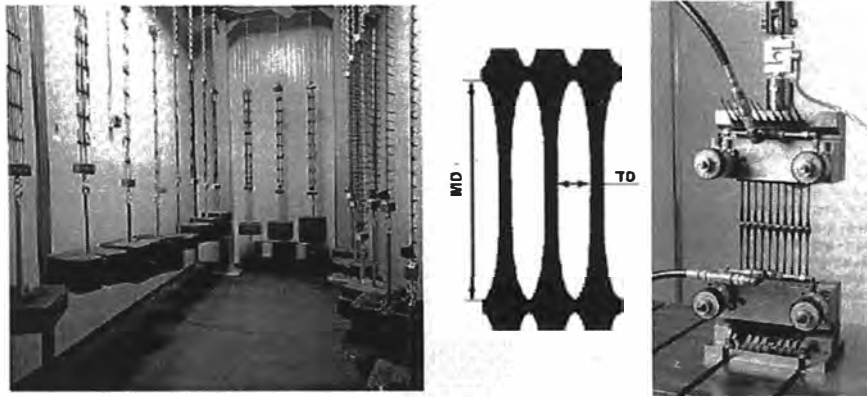
Utilizado para ensayar las propiedades de tensión en muestras de geomallas.

GEOMALLAS BIAXIALES



GEOMALLAS MONO-AXIALES

Estos Geosintéticos poseen altos valores de resistencia tensil en su eje longitudinal por ello se usan como elemento de refuerzo en muros MSE.



- **Resistencia a largo plazo de diseño (GRI-GG4)**

Sistema de ensayos para determinar los factores de reducción para el diseño con geomallas.

- Masa por unidad de área (ASTM D5261 / ISO 9864)
- Resistencia en las juntas (GRI-GG2)
- Esfuerzos de diseño a largo término (ISO 13431)
- Rigidez Flexural (ASTM D 1388)