



Certificación ISO 9001:2008 ‡

Diseño de muros reforzados con geosintéticos

Paul Garnica Anguas
Rosemberg Reyes Ramírez
Jesús Gómez Rivera

Publicación Técnica No. 382
Sanfandila, Qro, 2013

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

Diseño de muros reforzados con geosintéticos

Publicación Técnica No. 382
Sanfandila, Qro, 2013

Esta investigación fue realizada en la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte, por el Dr. Paul Garnica Anguas, el Dr. Rosemberg Reyes Ramírez y el M.C. Jesús Gómez Rivera.

Contenido

INTRODUCCIÓN

1. CRITERIOS DE EVALUACIÓN EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE REFUERZO CON GEOSINTÉTICOS.

1.1. Aplicaciones de los muros mecánicamente estabilizados.....	5
1.2. Evaluación del sitio.....	6
1.2.1. Exploración.....	6
1.2.2. Reconocimiento de campo.	7
1.2.3. Exploración del subsuelo.....	8
1.2.4. Pruebas de laboratorio.	10
1.3. Evaluación del proyecto.	11
1.3.1. Factores de selección de estructura.	11
1.3.2. Condiciones geológicas y topográficas.....	12
1.3.3. Condiciones de medio ambiente.....	13
1.4. Establecimiento de los criterios de proyecto.	14
1.4.1. Criterio de funcionamiento.....	14

2. PROPIEDADES PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE REFUERZO CON GEOSINTÉTICOS

2.1. Suelo reforzado.....	19
2.1.1. Mecanismos de transferencia de esfuerzos.	19
2.1.2. Modo de la acción del refuerzo.....	20
2.2. Interacción del suelo reforzado con el geosintético.....	21

2.2.1. Evaluación en la ejecución de la extracción.	22
2.3. Estimación de la capacidad de extracción de los refuerzos en los sistemas de estabilización.	23
2.4. Establecimiento de propiedades de ingeniería basado en exploración de sitio y pruebas de laboratorio.	28
2.4.1. Suelo de desplante.	28
2.4.2. Suelo de relleno reforzado.	29
2.4.3. Relleno retenido.	30
2.5. Establecimiento de las propiedades estructurales del Geosintético.	30
3. DISEÑO DE MUROS MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS ¡Error!	
Marcador no definido.	
3.1. Consideraciones para Muros mecánicamente estabilizados.	41
3.2. Dimensionamiento inicial.	42
3.2.1. Dimensionamiento preliminar.	45
3.3. Análisis de estabilidad externa.	46
3.3.1. Cálculo de presión vertical.	49
3.3.2. Factores de seguridad.	52
3.3.3. Cargas sísmicas.	58
3.4. Análisis de estabilidad interna.	63
3.4.1. Superficie de deslizamiento crítico. Fuerzas de tensión máxima.	64
3.4.2. Longitud máxima efectiva de refuerzo.	75
3.4.3. Análisis de estabilidad interna con cargas sísmicas.	77
3.4.4. Espaciamiento de los refuerzos.	81
3.5. Metodología de diseño para muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos.	81
3.5.1. Alternativa de diseño.	105

3.6. Aplicaciones de los geosintéticos comerciales al diseño de muros mecánicamente estabilizados.....	116
3.6.1. Valor mínimo promedio por rollo de geosintético, (M.A.R.V., Minimum Average Roll Value, por sus siglas en inglés). Aplicación de los geosintéticos en la metodología.....	117
3.7. Hoja de cálculo para el diseño de muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos.....	122

CONCLUSIÓN

BIBLIOGRAFÍA; **Error! Marcador no definido.**



Resumen

Este documento presenta la metodología de diseño del Departamento de Transporte de los Estados Unidos de América (FHWA-NHI-00-043 "*Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design & Construction Guidelines*"; definida por el estudio del funcionamiento de estructuras ya construidas, pruebas de laboratorio y experiencia.

Abstract

This work present the *mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes, design & construction guidelines*, from publication FHWA-NHI-00-043, and based on monitoring of performance such structures, laboratory tests and the observed experience.

Resumen ejecutivo

Este documento presenta una metodología de diseño para muros reforzados con geosintéticos, definida mediante el estudio del funcionamiento de estructuras ya construidas, pruebas de laboratorio hechas considerando la interacción suelo geosintético y la experiencia derivada de su observación. El procedimiento necesita la revisión de la estabilidad externa e interna de la estructura generada por el tipo de Geosintético, lo que permite definir la geometría y cantidad necesaria de refuerzo en el muro para su buen funcionamiento ante las condiciones dadas en el sitio.

La metodología está basada en la publicación No. FHWA-NHI-00-043 *“Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design & Construction Guidelines”*, del Departamento de Transporte de la Federal Highway Administration (FHWA) en los Estados Unidos de América; y trata de servir de ayuda al especialista para realizar las evaluaciones necesarias para el planeación, diseño, funcionamiento y mejoramiento en la aplicación de muros con sistemas de refuerzo usando materiales geosintéticos.

Se presentan los elementos necesarios para los análisis de estabilidad interna y externa, tomando en cuenta las condiciones dadas por el sitio, conocidos los datos de las propiedades de los suelos existentes y calcula los factores de seguridad que permiten que las estructuras sean funcionales.

Una de las ventajas más importantes del sistema de retención con muros mecánicamente estabilizado es su flexibilidad y la capacidad de absorber deformaciones provocadas por las pobres condiciones del subsuelo en la zona de desplante. También, basado en observaciones en zonas de actividad sísmica, estas estructuras han demostrado tener una mayor resistencia a cargas sísmicas, que las estructuras de concreto.

Los aspectos que debemos considerar como primordiales para un diseño correcto en muros mecánicamente estabilizados incluye la selección de la ubicación del refuerzo en el muro y una evaluación local de cada capa de refuerzo, para prevenir fallas.

La forma inicial para el diseño de muros mecánicamente estabilizados está dada por el análisis de estabilidad; por lo que el muro debe estar sometido a una revisión de estabilidad externa e interna (estabilidad de los refuerzos).

La estabilidad externa envuelve globalmente a la masa de suelo reforzado; y el análisis de estabilidad interna consiste en una evaluación de las superficies de deslizamiento existentes dentro de la masa de suelo reforzado.

Un análisis de deformación es otra de las consideraciones posibles en el diseño de muros, puesto que evaluamos un funcionamiento anticipado de la estructura con respecto a los desplazamientos horizontales y verticales. Los análisis de deformación horizontal son complicados y carecen de certidumbre en su realización. En muchos casos, estos análisis son hechos solamente para aproximar o para asumir simplemente que los factores de seguridad usuales ante las fallas de estabilidad externa e interna garanticen que las deformaciones estarán dentro de los límites tolerables. Los análisis de deformación vertical son obtenidos por cálculos convencionales de asentamientos, con un énfasis particular en los asentamientos diferenciales -tanto longitudinalmente, a lo largo de la cara del muro, como transversalmente de la cara del muro- hasta el final del volumen de suelo reforzado.

Por lo tanto, para los cálculos de estabilidad externa, el método actual supone una distribución de presiones de tierra. En los cálculos de estabilidad interna, usando el método de gravedad coherente simplificado, el coeficiente interno de presiones de tierra está en función del tipo de refuerzo, donde el coeficiente mínimo (K_a) es usado para muros construidos con capas de geotextiles y geomallas. Para la estabilidad interna, es considerada la superficie de falla de Rankine; puesto que

los Geosintéticos pueden tener elongaciones mayores que las del suelo antes de llegar a la falla.

Complementamos lo anterior con la descripción del funcionamiento de una hoja de cálculo que acompaña esta publicación.

Introducción

El diseño y, por consiguiente, la construcción de muros mecánicamente estabilizados con Geosintéticos (*M.S.E.W. por sus siglas en inglés “Mechanically Stabilized Earth Walls”*) se está utilizando cada vez más en la red mexicana de carreteras. Esto es debido a que son sistemas de retención que han demostrado tener grandes beneficios, tanto en lo estructural como en lo económico, por lo que el diseño correcto de dichas estructuras puede modificar los proyectos geométricos en las vías terrestres a gran escala; en los cuales, inicialmente, pueden presentarse restricciones como es el derecho de vía o cuando se presentan condiciones de suelo no satisfactorias, tomando en consideración cualquier factor externo o interno en el sitio donde requiramos este tipo de estructuras; sin embargo, en México no existe una metodología pública que ayude al diseño de estas, tomando en cuenta todos los factores de seguridad requeridos para la construcción y funcionamiento de muros.

Este documento presenta una metodología de diseño definida mediante el estudio del funcionamiento de estructuras ya construidas, pruebas de laboratorio hechas en la interacción del suelo Geosintético, y experiencia dada la observación de estas estructuras, nuestro objetivo es la revisión de la estabilidad externa e interna generada por el tipo de Geosintético, lo que da como resultado la forma y cantidad necesaria de refuerzo en el muro, para su buen funcionamiento ante condiciones dadas en el sitio.

Esta metodología está basada en la publicación No. FHWA-NHI-00-043 *“Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design & Construction Guidelines”*, del Departamento de Transporte de la Federal Highway Administration (FHWA) en los Estados Unidos de América; por lo tanto, este

manual permite identificar -a los ingenieros mexicanos- los tipos de evaluaciones necesarias para el planeación, diseño, funcionamiento y mejoramiento en la aplicación de muros con sistemas de refuerzo usando materiales Geosintéticos.

Este manual presenta los elementos necesarios para el diseño de estabilidad interna en muros mecánicamente estabilizados con Geosintéticos, tomando en cuenta las condiciones dadas por el sitio, y previamente obtenidos datos de las propiedades de los suelos colindantes y de cimentación; es necesario el análisis, tanto externo como interno, que da lugar a los factores de seguridad, los cuales permiten que las estructuras sean más funcionales ante eventos que conlleven a dañarla o, en un momento dado, lleguen a colapsarse y, por consecuencia, dañen a usuarios y a la misma vía de comunicación.

Terminología.

De acuerdo con cada uno de los elementos usados en las estructuras, mostrados en la figura 1, los términos dados a continuación son los utilizados en este manual; descritos de manera particular para la mayor comprensión a lo largo de este documento.

- Inclusión. Es un término genérico que comprende todos los elementos fabricados de manera industrial, destinados al mejoramiento de la calidad estructural del suelo; como ejemplo son los Geosintéticos, que incluyen las geomallas, geotextiles, y otros tipos en acero.
- Geosintético. Es el término que se le da a aquel material polimérico usado para reforzar el suelo, y en la geotecnia en general. Estos productos pueden ser: geotextiles, geomembranas, georedes o geomallas.
- Refuerzo. El término “*refuerzo*” es usado solamente para las inclusiones que transmiten continuamente un esfuerzo dado por la interacción suelo-inclusión.
- Suelo reforzado. Término que se le da al suelo cuando múltiples capas de inclusiones actúan como refuerzo en este, cuando el suelo es colocado como relleno.

- Muro mecánicamente estabilizado. Este término se le da a aquellos muros de retención de tierra diseñados a base de un “*suelo reforzado*”.
- Relleno retenido. Es el material ubicado entre el la masa de suelo mecánicamente estabilizada y el terreno natural.
- Relleno reforzado. Es el material en donde están colocados las inclusiones.

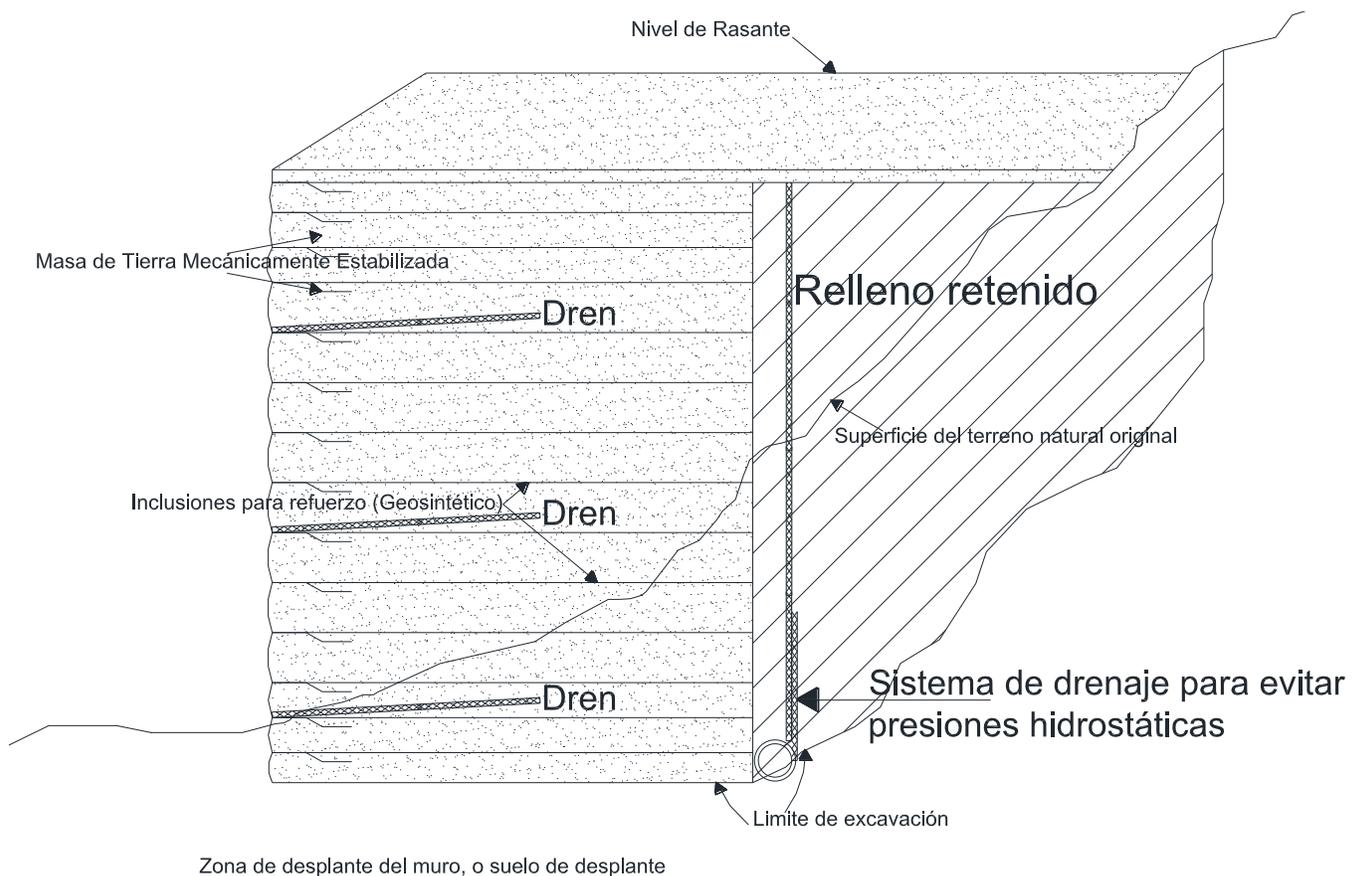


Figura 1. Elementos que componen un Muro Mecánicamente Estabilizado con Geosintéticos

- Recubrimiento. Este componente es usado para prevenir que factores externos, como los causados por la naturaleza o el hombre, afecten las funciones que realizan las inclusiones. Comúnmente se han usado paneles

de concreto prefabricado, bloques fabricados en seco, láminas de metal, gaviones, concreto lanzado, láminas de geosintéticos, etc.

- Dren. Es un elemento necesario para dar un sistema de drenaje en todo el muro; este sistema está dado por drenes y subdrenes que permiten la salida del agua, puesto que la metodología de diseño que mencionamos a lo largo de este documento está dada bajo condiciones de presiones hidrostáticas nulas.

1 Criterios de evaluación en el diseño y construcción de sistemas de refuerzo con geosintéticos

En este capítulo describiremos el funcionamiento básico de los sistemas de muros mecánicamente estabilizados; tomando en cuenta las aplicaciones, criterios y la evaluación del sitio, así como la evaluación del proyecto. Así tendremos una mejor perspectiva de diseño con los aspectos mencionados a continuación.

1.1 Aplicaciones de los muros mecánicamente estabilizados.

Los muros mecánicamente estabilizados son alternativas rentables para aplicaciones en las que el concreto reforzado o muros de gravedad han sido usualmente utilizados para la retención de los suelos. Esto también incluye los estribos y aleros de los puentes así como en áreas donde el derecho de vía está restringido, tal como un terraplén o una excavación, y que aunque las estructuras contengan taludes estables, no puede ser construida. Son particularmente adecuados para ser construcciones económicas cuando se presentan terrenos con pendientes fuertes; en terrenos sujetos a taludes inestables, o en áreas donde las propiedades de los cimientos son pobres.

Este tipo de sistema de retención ofrece significantes ventajas técnicas y económicas, en comparación con las estructuras de retención de concreto reforzado en sitios con condiciones de cimentación pobre. En tales casos, la eliminación de costos para mejoramiento de la cimentación (como son las pilas o pilotes que pueden ser requeridos para el soporte de estructuras convencionales) ha resultado un ajuste de costos mayor al 50 por ciento en proyectos completos.

Las estructuras en las vías terrestres, tanto para retención como para apoyo estructural, mantienen amplia importancia en la elaboración del proyecto geométrico; por lo tanto, las aplicaciones para mantener la estabilidad en los suelos proporcionan mayores ventajas dadas por el diseño y construcción, tomando en cuenta que son estructuras de mejor calidad y menor índice de incertidumbre a comparación de las estructuras convencionales. Algunas de las ventajas de este sistema de refuerzo de los suelos son:

- Uso simple y rápido en los procedimientos de construcción, puesto que no requiere de equipamiento especial en construcciones de larga duración.
- No requiere experiencia específica en la mano de obra; por lo tanto, el personal no requiere habilidades especiales para la construcción.
- Requiere menos preparación para su construcción que los sistemas convencionales de construcción.
- Reduce la adquisición de derecho de vía.
- No necesita rigidez, puesto que la base de apoyo es inflexible; esto debido a que los muros son tolerantes a las deformaciones.
- Son rentables.
- Son técnicamente posibles para alturas mayores a los 25 metros.

Una de las ventajas más importantes del sistema de retención con muros mecánicamente estabilizado es su flexibilidad y la capacidad de absorber deformaciones provocadas por las pobres condiciones del subsuelo, en la zona de desplante. También, basado en observaciones en zonas de actividad sísmica, estas estructuras han demostrado tener una mayor resistencia a cargas sísmicas que las estructuras de concreto.

1.2 Evaluación del sitio

1.2.1 Exploración

La viabilidad de usar el sistema de muros mecánicamente estabilizados, como cualquier otro tipo de sistema de retención de tierra, depende de la topografía

existente, condiciones del subsuelo y propiedades del suelo/roca. Es necesario un programa de exploración para conocer el funcionamiento en subsuelo y evaluar su estabilidad, asentamientos potenciales, necesidad de drenaje, etc., antes de reparar un talud o diseñar un nuevo muro de retención.

La investigación del subsuelo es requerida no solamente en el área de construcción sino también al inicio y al frente de la estructura, esto para evaluar en general como es su funcionamiento. El programa de exploración del subsuelo no solamente es orientado hacia obtener la información que puede influenciar en el diseño y estabilidad de la estructura final, sino también a las condiciones que prevalecerán en la construcción de la estructura.

En lo referente al diseño, el ingeniero debe considerar la capacidad de carga de los materiales de cimentación, las deformaciones admisibles y la estabilidad de la estructura; por lo que los parámetros necesarios para este análisis deben ser obtenidos.

1.2.2 Reconocimiento de campo.

Una investigación preliminar del subsuelo o un reconocimiento de campo consiste en recolectar cualquier dato existente relacionado con las condiciones de subsuelo y haciendo una visita de campo se pueden obtener datos como:

- Límites e intervalos de secciones topográficas.
- Condiciones de acceso para la mano de obra y equipo.
- Patrones de superficie de drenaje, filtración y características de vegetación.
- Características geológicas de la superficie, incluyendo afloramientos rocosos y geomorfología, y cortes o excavaciones existentes que pueden proveer información sobre las condiciones del subsuelo.
- Medida, naturaleza y ubicación de utilidades de bajo grado existentes o propuestas y subestructuras que pueden tener un impacto sobre la exploración o subsecuentemente la construcción.
- Disponibilidad del derecho de vía.

- Áreas de inestabilidad potencial; tal como depósitos profundos de suelos débiles, cohesivos u orgánicos, deslizamiento de escombros, alto manto freático, afloramiento de camas de roca, etc.

El reconocimiento podría ser realizado por ingenieros geotecnistas o por ingenieros geólogos. Antes de empezar la exploración de campo, cualquier dato disponible para las investigaciones previas del subsuelo pueden ser deducidos de mapas geológicos del área, mapas topográficos y fotografías aéreas, si existen.

1.2.3 Exploración del subsuelo

El programa de exploración de subsuelo generalmente consiste en sondeos de suelo, perforaciones y pozos de exploración. El tipo y medidas de exploración podrían ser definidas después de revisar los datos preliminares obtenidos del reconocimiento de campo, y consultando con ingenieros geotecnistas y geólogos. La exploración debe ser suficiente para evaluar la geología y subsuelo en el área de construcción.

Los mínimos pasos por seguir, recomendados para la exploración del subsuelo en aplicaciones importantes de muros mecánicamente estabilizados, son:

- Las perforaciones en el suelo podrían ser realizados en intervalos de:
 - 30 m a lo largo del alineamiento de la estructura de suelo reforzado.
 - 45 m a lo largo de la parte posterior de la estructura de suelo reforzado.

El ancho de las estructuras de los muros o taludes pueden ser asumido 0.8 veces la altura anticipada.
- La profundidad de perforación podría ser controlada por las condiciones generales del subsuelo. Cuando la cama de roca es encontrada a una profundidad razonable, podríamos obtener núcleos de roca con una longitud alrededor de 3 metros; esta extracción de muestras podría ser de utilidad para distinguir entre las rocas madre o rocas más pequeñas. Una exploración profunda debe ser necesaria para caracterizar mejor los taludes

de rocas antes de nuevas estructuras de retención. En áreas del contorno del suelo, las perforaciones deberían extenderse al menos a una profundidad igual o mayor a la altura de los muros o taludes. Si encontramos que las condiciones del subsuelo dentro de estas profundidades son débiles e inadecuadas para presiones que generará la estructura, entonces las perforaciones deben seguir hasta encontrar suelo con mejores condiciones.

- En cada perforación, las muestra de suelo deben obtenerse en intervalos de 1.5 metros de profundidad y en los cambios en estratos para identificación visual, clasificación y ensayos de laboratorio. En suelos granulares, la prueba de penetración estándar puede ser usada en la obtención de muestras alteradas. En suelos cohesivos, podríamos obtener muestras inalteradas por procedimiento de muestreo de paredes delgadas. En cada perforación, una observación cuidadosa sería hecha para niveles freáticos, el cual no podría ser observado en el momento del muestreo, pero tiempo después podemos obtener un buen registro de las condiciones del nivel freático. Si es necesario, podemos instalar piezómetros en algunas perforaciones para observar los niveles del agua a largo plazo.
- La prueba de penetración estándar, y la prueba de penetración de cono, proporciona datos de resistencia y densidad de los suelos. En algunas situaciones, esto permite tener un muestreo deseable en el sitio usando dilatómetro, piezómetros o similares a los mencionados, para determinar valores modelos del suelo.
- La exploración a cielo abierto podría ser realizada en áreas que muestran inestabilidad o para explorar los materiales de préstamo de mayor disponibilidad para el relleno. La ubicación y número de pruebas a cielo abierto podrían ser hechas en cada sitio en específico, basado en los datos de reconocimiento preliminar.

El desarrollo y la implementación de un adecuado programa de investigación del subsuelo es elemento clave para garantizar la implementación de un proyecto. Las causas de que un proyecto fracase son, a menudo, los inadecuados programas

de exploración de subsuelo; los cuales no revelaron áreas locales o generales de suelos blandos y causa significantes asentamientos diferenciales de manera local y la fatiga en el recubrimiento de las estructuras. En algunos casos extremos, la debilidad del desplante causado por fallas completas en él conduce a colapsos catastróficos. Cuando el relleno selecto es obtenido de bancos en sitio, la cantidad y calidad debe ser explorado completamente para minimizar los reclamos del constructor para cambiar las condiciones.

1.2.4 Pruebas de laboratorio.

Podríamos examinar visualmente las muestras de suelo y realizar las pruebas necesarias para clasificarlos de acuerdo al Sistema Único de Clasificación de Suelos. Estas pruebas permiten al ingeniero decidir qué tipo de estudio de campo o pruebas de laboratorio describirán mejor el comportamiento de los suelos y así obtener un proyecto en el sitio. En la clasificación de la pruebas, incluye la determinación de contenido de humedad, límites, esfuerzo a compresión y gradación. Las unidades de pesos secos de una muestra representativa inalterada pueden también ser determinado.

La determinación del esfuerzo cortante por pruebas de compresión no confinada, pruebas de cortante directo o pruebas de compresión triaxial pueden necesitarse para el análisis externo de estabilidad de muros con sistemas de estabilización. En los sitios donde los suelos cohesivos compresibles son encontrados por debajo de los cimientos de la estructura, en el caso de los muros mecánicamente estabilizados, debemos realizar una prueba de consolidación para obtener los parámetros necesarios para un análisis de asentamientos. Los parámetros de drenaje (esfuerzo efectivo) y sin drenaje podrían ser obtenidos para suelos cohesivos, los cuales permiten la evaluación de las condiciones a largo y a corto plazo.

Un significado particular en la evaluación de cualquier material para su posible uso como relleno son la granulometría y plasticidad. El tamaño efectivo de partícula (D_{10}) puede ser usado para estimar la permeabilidad de materiales menos

cohesivos. Las pruebas de permeabilidad en el laboratorio deben ser realizadas con muestras representativas compactadas a una densidad específica; pruebas adicionales podrían ser pruebas de corte directo sobre algunas muestras similarmente preparadas y determinar los parámetros del esfuerzo cortante bajo condiciones a corto y largo plazo.

Las propiedades de un material de relleno potencialmente agresivo deben ser medidas antes de que se implemente el refuerzo, puesto que es necesario hacer las siguientes pruebas:

- PH
- Resistencia eléctrica
- Contenido de sales incluyendo sulfatos, sulfuros y cloruros.

Los resultados de las pruebas proporcionarán información necesaria para planear las medidas de protección a la degradación del refuerzo, en este caso el geosintético, y ayudará en la selección de elementos de refuerzo con la durabilidad adecuada.

1.3 Evaluación del proyecto.

1.3.1 Factores de selección de estructura.

Los mayores factores que influyen la selección de una alternativa para sistemas de refuerzo con geosintéticos para cualquier proyecto incluye:

- Condiciones geológicas y topográficas
- Condiciones de medio ambiente.
- Tamaño y naturaleza de la estructura.
- Estética.
- Condiciones de durabilidad.
- Criterio de funcionamiento.
- Disponibilidad de materiales.

- Experiencia con un sistema en particular o aplicación.
- Costo.

La variedad de sistemas de muros tienen diferentes comportamientos; sin embargo, en algunas ocasiones se crearon dificultades en la evaluación de la técnica adecuada. Algunos sistemas son más aptos para muros permanentes, otros son más adecuados para muros bajos, y algunos otros son aplicables para áreas remotas como también otros son más adecuados para áreas urbanas. La selección del sistema más apropiado, por lo tanto, dependerá de los requisitos específicos del proyecto.

1.3.2 Condiciones geológicas y topográficas.

Las estructuras de los muros mecánicamente estabilizados son particularmente las mejor adecuadas donde un muro con un tipo de relleno debe ser construido o donde el llenado del lado del corte es indicado. En estas últimas condiciones, el volumen de excavación puede ser menor; y la economía -en general- de este tipo de construcciones no es elevada.

La adecuación en la cimentación para soportar el peso del relleno debe ser determinado con una evaluación viable de primer orden. Cuando encontramos suelos compresibles blandos, los análisis preliminares de estabilidad deben ser hechos para determinar si disponen de suficiente esfuerzo cortante para soportar el peso del relleno reforzado. La disponibilidad del esfuerzo cortante debe ser igual a por lo menos 2.0 a 2.5 veces el peso del relleno de la estructura.

Cuando estas condiciones no son satisfactorias, las técnicas para mejorar el terreno deben ser consideradas para incrementar la capacidad de soporte a nivel de desplante, estas técnicas incluyen:

- Excavación y remoción de suelo suelto, y remplazarlo con un relleno estructural compactado.
- Uso de materiales de peso ligero para el relleno.

- Densificación in situ por compactación dinámica o mejoramiento por el uso de recargos con o sin drenaje.

Cuando el margen de capacidad de carga disponible es adecuado, debemos hacer análisis preliminares de asentamientos, para determinar el potencial del asentamiento diferencial. Esta evaluación viable de segundo orden es útil en la determinación del tipo apropiado de sistemas de recubrimiento para muros y en la planeación de la adecuada construcción.

En general, las caras de concreto de las estructuras usan paneles discretos articulados que pueden acomodar los asentamientos diferenciales máximos longitudinales alrededor de 1/100, sin la introducción de juntas deslizantes especiales entre los paneles. La altura total de los paneles de concreto es considerablemente menos tolerante y no podríamos considerar que los asentamientos diferenciales sean anticipados.

1.3.3 Condiciones de medio ambiente.

La condición principal del medio ambiente que afecta el tipo de refuerzo seleccionado y el funcionamiento de los muros mecánicamente estabilizados es la fuerza del régimen del terreno que puede causar el deterioro del geosintético.

Ciertos regímenes del sitio han sido identificados como potencialmente impetuosos para geosintéticos. La degradación del poliéster en regímenes altamente alcalinos o ácidos; en la utilización de poliolefinas, se degradan solamente bajo ciertas condiciones altamente ácidas.

Una cuestión secundaria en el medio ambiente es la accesibilidad del sitio, el cual puede condicionar las medidas del recubrimiento para la construcción de muros mecánicamente estabilizados. Sitios con poca accesibilidad se prestan a colocar recubrimientos de peso ligero como son láminas de metal; bloques modulares que podrían ser colocados sin el equipo de levantamiento pesado; o el uso de recubrimientos de geotextiles o geomallas y cubiertas de vegetación.

1.4 Establecimiento de los criterios de proyecto.

Los ingenieros podrían considerar cada tema en el área presentada en esta sección, como una etapa de diseño preliminar y determinar los elementos apropiados y un criterio de funcionamiento.

El proceso consiste en los siguientes pasos:

- Considerar todas las posibles alternativas para diseño.
- Elegir un sistema de refuerzo (muros mecánicamente estabilizados).
- Desarrollar un criterio de funcionamiento (cargas, diseño de alturas, empotramiento, asentamientos tolerables, capacidad de cimentación, efectos en las estructuras contiguas, etc.).

1.4.1 Criterio de funcionamiento.

El criterio de funcionamiento está tanto en el sitio como dependiente de la estructura. El criterio dependiente de la estructura consiste en obtener factores de seguridad o un conjunto consistente de cargas y factores de resistencia así como criterios al movimiento tolerable de las estructuras específicas elegidas.

Los factores de seguridad mínimos recomendados con respecto a los tipos de falla son los siguientes:

- Estabilidad externa
 - Deslizamiento : F.S. ≥ 1.5 (MME); 1.3 (TMR)
 - Excentricidad “e”, en la base: $\leq L/6$ en suelos, $L/4$ en roca.
 - Capacidad de soporte: F.S. ≥ 2.5
 - Estabilidad de asentamientos profundos : F.S. ≥ 1.3
 - Estabilidad de compuestos: F.S. ≥ 1.3 .
 - Estabilidad Sísmica: F.S. ≥ 75 % del factor de seguridad estático.
- Estabilidad interna.
 - Resistencia al esfuerzo; F.S. ≥ 1.5 (Muros).
 - Esfuerzo tensionante admisible de los geosintéticos: T_a

Necesitamos establecer una serie de criterios en proyectos específicos al comienzo del diseño, como son:

- Diseño de límites y altura del muro. La longitud y altura del muro requiere encontrar requisitos geométricos que deben ser establecidos para determinar el tipo de estructura y las configuraciones de las cargas externas.
- Límites de alineamiento. Los límites horizontales (perpendiculares a la cara del muro) de la parte de abajo y la parte de arriba del alineamiento del muro deben ser establecidos con un sistema de varios alineamientos con inclinaciones del muro.
- Longitud de efectiva de refuerzo. Una longitud mínima del refuerzo de $0.7H$ es recomendado para muros mecánicamente estabilizados. Longitudes mayores son requeridas para estructuras sometidas a sobre cargas. Longitudes más cortas pueden ser usados en situaciones especiales.
- Cargas externas. Las cargas externas pueden ser recargos del suelo requerido por la geometría, cargas contiguas en la base, cargas lineales provenientes del tráfico, o cargas de impacto. Las cargas lineales y las de impacto provocadas por tráfico son aplicables donde la línea del tráfico es ubicada horizontalmente a la cara del muro con una distancia menor que un medio la altura del muro.
- Empotramiento del muro. La profundidad mínima de empotramiento para muros con un grado terminado adyacente en la parte posterior del relleno a nivel podría ser basado en consideraciones de capacidad de carga, asentamiento y estabilidad. Las prácticas actuales basadas en las consideraciones de capacidad de carga local recomiendan las siguientes profundidades de empotramiento:

TALUD EN FRENTE DEL MURO	MINIMO RELLENO A NIVEL DE LA PARTE SUPERIOR
Horizontal (muros)	$H/20$

Horizontal (estribos)	H/10
3H:1V	H/10
2H:1V	H/7
3H:2V	H/5

- Actividad sísmica. Gracias a su flexibilidad, los sistemas de refuerzo con geosintéticos son bastante resistentes a las fuerzas dinámicas durante un evento sísmico, está confirmado un excelente funcionamiento en recientes temblores.

Para el manejo convencional de un diseño estándar en los muros mecánicamente estabilizados a lo largo de la república mexicana, podemos manejar una aceleración sísmica "A" de 0.2; sin embargo, para una mejor precisión, de acuerdo con la zonificación dada por la norma N-PRY-CAR-6-01-005/01 del Instituto Mexicano del Transporte (*Anexo 1*), podemos manejar los diferentes tipos de aceleración en cada uno de los terrenos donde se ubicará la estructura, tomando en cuenta que para sitios donde el coeficiente de aceleración es mayor a 0.30, significantes movimientos laterales de toda la estructura pueden ocurrir; y un especialista en diseño sísmico podría revisar la estabilidad y la deformación de la estructura, todos los sitios donde el coeficiente "A" es mayor que 0.05 podría ser diseñado y revisado por estabilidad sísmica.

- Diseño de vida. Los muros mecánicamente estabilizados deben ser diseñados para una vida de servicio considerando los efectos potenciales a largo plazo del deterioro del material, filtración, corrientes intermitentes, y otros factores del medio ambiente perjudiciales en cada uno de los materiales que componen el muro. Para más aplicaciones, los muros de retención permanentes pueden ser diseñados para una vida de servicio de setenta y cinco años. Los muros de retención para aplicaciones temporales

son normalmente diseñados para una vida útil de treinta y seis meses o menos.

La calidad del funcionamiento en el servicio es una consideración importante en el diseño de los muros de retención permanente. Los muros permanentes deben ser diseñados para mantener una agradable apariencia, y esencialmente libres de mantenimiento en su vida útil.

2 Propiedades para el diseño de sistemas de refuerzo con geosintéticos

2.1 Suelo reforzado.

Una masa de suelo reforzado es aquel suelo con determinadas características en el que las propiedades mecánicas de la masa son mejoradas por la colocación de refuerzos paralelos a la dirección de la deformación principal compensando la falta de resistencia a la tensión del suelo. La mejora de las propiedades del suelo a la tensión es un resultado de la interacción entre el geosintético y el suelo, por lo que este compuesto tiene las siguientes características:

- Transferencia de esfuerzo entre el suelo y el refuerzo llevada a cabo continuamente a lo largo del geosintético.
- El refuerzo es distribuido en toda la masa de suelo con un grado de regularidad.

2.1.1 Mecanismos de transferencia de esfuerzos.

Los esfuerzos son transferidos entre el suelo y el refuerzo por fricción (figura 2) o resistencia pasiva (figura 3) dependiendo de la geometría del refuerzo. Se desarrolla fricción en ubicaciones donde hay un desplazamiento cortante relativo y corresponde al esfuerzo cortante entre el suelo y la superficie reforzada. Los elementos de refuerzo donde la fricción es importante podrían ser alineados con la dirección del movimiento relativo del suelo reforzado. La resistencia pasiva ocurre a través del desarrollo del tipo de esfuerzo en la superficie transversal del refuerzo, perpendicular a la dirección de los movimientos relativos del suelo reforzado.

La contribución de cada mecanismo de transferencia para un refuerzo en particular dependerá de la aspereza de la superficie (fricción), esfuerzos efectivos normales, dimensión de la abertura de la red, espesor de los miembros transversales y las características de elongación del refuerzo. De igual manera, para que el desarrollo de esta interacción suelo/refuerzo sea desarrollada, las características del suelo tienen gran importancia; incluyendo el tamaño del suelo granular, distribución del tamaño del suelo granular, forma de la partícula, densidad, contenido de agua, cohesión y rigidez.

2.1.2 Modo de la acción del refuerzo.

La principal función de los refuerzos es retener la deformación de los suelos; al hacerlo, los esfuerzos son transferidos hacia el suelo que ha sido reforzado. Estos esfuerzos están conducidos por los refuerzos en dos direcciones: en tensión o en cortante y flexión. La tensión es el modo más común de acción en los refuerzos de geosintéticos. Todos los elementos de refuerzo longitudinal (es decir, elementos de refuerzo alineados en la dirección de extensión del suelo) son generalmente sujetos a altos esfuerzos a tensión.

Refuerzos en cortante y flexión. Los elementos de refuerzo transversales que tienen cierta rigidez pueden resistir esfuerzos cortantes y momentos flexionantes.

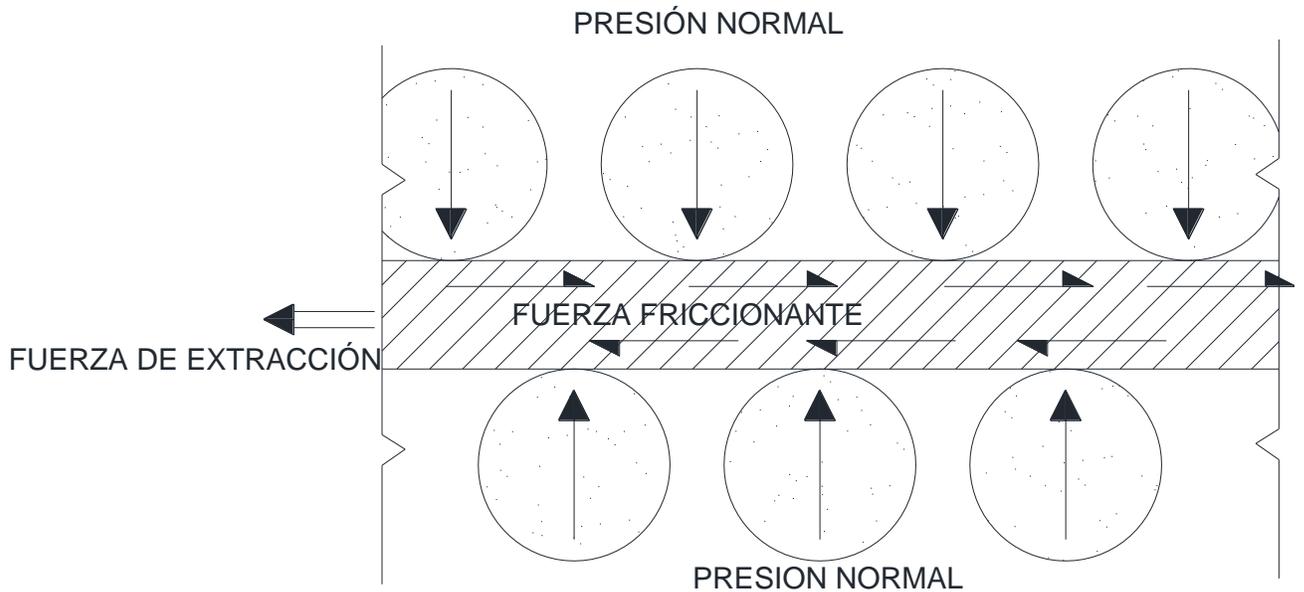


Figura 2. Transferencia del esfuerzo friccional entre el suelo y la superficie del refuerzo.

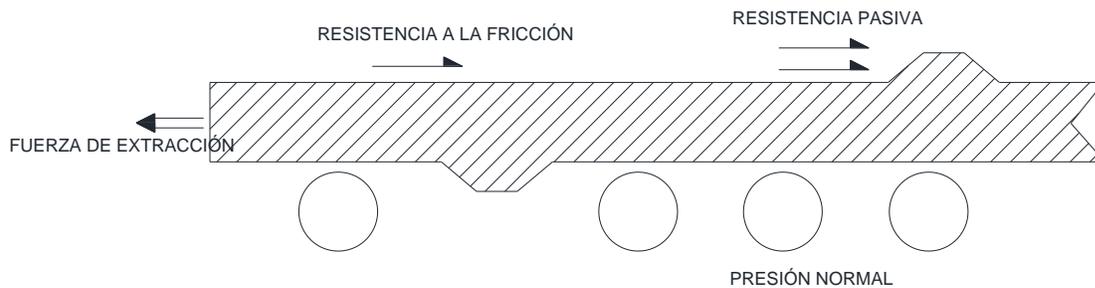


Figura 3. Resistencia pasiva de los suelos sobre la superficie del refuerzo.

2.2 Interacción del suelo reforzado con el geosintético.

Los coeficientes de interacción del suelo (o resistencia a la extracción) han sido desarrollados por laboratorios y estudios de campo, usando diferentes enfoques y criterios de evaluación. Un enfoque unificado y normalizado ha sido recientemente desarrollado, y está detallado a continuación.

2.2.1 Evaluación en la ejecución de la extracción.

El diseño en los sistemas de suelos reforzados requiere la evaluación en la ejecución de la extracción de la inclusión a largo plazo con respecto a tres criterios básicos:

- Capacidad de extracción del refuerzo; es decir, la resistencia a la extracción de cada refuerzo podría ser adecuado para resistir las fuerzas que trabajan a tensión en el refuerzo con un factor de seguridad específico.
- Desplazamientos admisibles; es decir, el desplazamiento relativo del suelo con respecto al refuerzo; en ocasiones requerimos movilizar el diseño de la fuerza de tensión en el refuerzo para que pueda ser más pequeño que el desplazamiento admisible.
- Desplazamientos a largo plazo; es decir, la carga de empuje que provoca la extracción del Geosintético podría ser más pequeña que la carga crítica de arrastre.

La resistencia a la extracción de los refuerzos se moviliza a través de un mecanismo básico de interacción suelo-refuerzo; es decir, la interface de fricción y la resistencia pasiva de los suelos contra elementos transversales de refuerzos compuestos, como las geomallas. Los mecanismos de transferencia de carga movilizados por un refuerzo específico depende principalmente de la geometría estructural (es decir, refuerzos compuestos por redes contra linear o elementos planares, espesor de los elementos transversales, y apertura).

El funcionamiento de la extracción a largo plazo (es decir, desplazamientos debajo de la carga de diseño constante) es controlado por las características de aspereza del suelo y el material de refuerzo. Los sistemas de suelo reforzado generalmente no son usados con suelos cohesivos susceptibles a la aspereza. Por lo tanto, la aspereza es principalmente una cuestión para el tipo de diseño. En la Tabla 1 proporcionamos los aspectos básicos en la ejecución de la extracción en términos de los mecanismos de transferencia de carga, desplazamientos relativos de suelo-refuerzo requeridos para mover completamente la resistencia a la extracción, y

aspereza potencial de los refuerzo en suelos granulares (y baja plasticidad cohesiva).

Tipo de refuerzo	Mecanismo de Transferencia de Carga	Rango de desplazamiento	Deformación a largo plazo
Geotextiles	Friccional	Depende de la extensibilidad del refuerzo (25 a 100 mm)	Depende de la estructura del refuerzo y de las características de aspereza del polímero
Geomallas	Friccional y Pasivo	Depende de la extensibilidad del refuerzo (25 a 50 mm)	Depende de la estructura del refuerzo y de las características de aspereza del polímero

Tabla 1. Aspectos básicos del funcionamiento ante la falla por extracción en suelos granulares y cohesivos de baja plasticidad.

2.3 Estimación de la capacidad de extracción de los refuerzos en los sistemas de estabilización.

La resistencia a la extracción del refuerzo está definida por la carga última de tensión necesaria para generar un deslizamiento hacia el exterior del refuerzo a través de la masa de suelo reforzado. Varios enfoques y ecuaciones de diseño han sido desarrollados y son actualmente usados para estimar la resistencia a la extracción, considerando la resistencia friccionante, resistencia pasiva o la combinación de ambas. Las ecuaciones de diseño usan diferentes parámetros de interacción; y estos son, por lo tanto, difíciles de comparar en el funcionamiento de

la capacidad de extracción de diferentes refuerzos en el momento de una aplicación en específico.

Para proponer y comparar diseños, una definición normalizada de resistencia a la extracción podría ser usada. La resistencia a la extracción, P_r , del refuerzo por unidad de longitud está dada por:

$$P_r = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot L_e \cdot C \quad (1)$$

Donde:

$L_e \cdot C$ = El área total de superficie por unidad de longitud de refuerzo en la zona de resistencia por debajo de la superficie de falla.

L_e = Longitud de adherencia o empotramiento en la zona de resistencia por debajo de la superficie de falla.

C = Perímetro unitario efectivo del refuerzo; Por ejemplo, $C = 2$ para mallas, redes y bandas.

F^* = Factor de resistencia a la extracción (o fricción-soporte-interacción).

α = Factor de corrección que se tiene en cuenta para una reducción del esfuerzo no lineal a lo largo de los refuerzos incorporados altamente extensibles, basado en datos de laboratorio generalmente se encuentra de 0.6 a 1.0 para refuerzos con geosintéticos.

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical en cada una de las capas donde se encuentra la interacción de suelo-refuerzo.

El factor de corrección α depende -por consiguiente- principalmente del reblandecimiento del suelo de relleno de material granular compactado, la extensibilidad y la longitud efectiva del refuerzo. El factor α puede ser obtenido por ensayos de extracción en refuerzos con diferentes longitudes efectivas, o usando modelos de transferencia de carga analítica o numérica, los cuales ha sido

calibrados a través de ensayos numéricos simulados. En la ausencia de datos de ensayos, los valores recomendados son: $\alpha = 0.8$ para geomallas y $\alpha = 0.6$ para geotextiles.

El factor de resistencia a la extracción (F^*) puede ser obtenido con más precisión desde un laboratorio o ensayos de campo en la ejecución de la extracción del refuerzo en rellenos específicos que son usados en los proyectos. Alternativamente, F^* puede ser derivado de una relación empírico/teórico desarrollado para cada mecanismo de interacción suelo-refuerzo y es proporcionado por el proveedor del refuerzo. Sin embargo, para cualquier refuerzo, F^* puede ser estimado usando la ecuación general:

$$F^* = \text{Resistencia pasiva} + \text{Resistencia friccionante}$$

$$\text{Ó} \quad F^* = F_q \cdot \alpha_\beta + \tan \rho \quad (2)$$

Donde:

F_q = Factor de capacidad de carga del terreno (o sobrecarga)

α_β = Factor de soporte para la resistencia pasiva, el cual es fundado sobre el espesor por unidad de longitud del miembro de soporte.

ρ = Ángulo de fricción de la interacción suelo-refuerzo.

Los parámetros necesarios para calcular la capacidad de extracción son resumidos en la tabla 2, para los sistemas de suelo reforzado considerados en este manual.

Mínima apertura de la malla / $d_{50} > 1$	$\frac{t(F_q)}{2Tan \varphi}$	$S_t > S_{opt}$	NA	Obtener mediante pruebas de laboratorio o usar valores dados	$\frac{f_b t}{2S_t}$	0.8
Mínima apertura de la malla / $d_{50} > 1$	$\frac{t(F_q)}{2Tan \varphi}$	$S_t \leq S_{opt}$	Obtener mediante pruebas de laboratorio	NA	NA	0.8
	$\frac{t(F_q)}{2Tan \varphi}$	$S_t > S_{opt}$	Obtener mediante pruebas de laboratorio	NA	NA	0.6

Nota: Las pruebas de extracción para determinar el coeficiente α es recomendado si se necesita valores más exactos a los dados en esta tabla. Estos valores representan Geosintéticos altamente extensibles. Para las mallas en donde se aplica el ángulo de fricción entre el Geosintético y el suelo, $Tan \varphi$, se aplica a la superficie total de la capa de refuerzo (es decir, suelo y Geosintético), no solamente a el área de Geosintético. "NA" significa no aplica, φ es el ángulo de fricción del suelo, r es el ángulo de fricción de la interface suelo/refuerzo a lo largo de todo el reforzamiento, S_{opt} es el espaciamiento óptimo de la malla transversal para movilizar la resistencia máxima a la extracción obtenido de ensayos de laboratorio (normalmente se toma 150 mm o mayor), S_t es el espaciamiento de la malla transversal, t es el espesor de los elementos transversales, F_q es el factor de capacidad de carga para el empotramiento, $\alpha\beta$ es un factor geométrico estructural para resistencia pasiva, f_q es la fracción del miembro transversal sobre el cual la carga puede ser totalmente desarrollada (normalmente en rangos de 0.6 a 1.0) y es obtenido de una evaluación de la forma de la superficie de carga, d_{50} es el tamaño de partículas del relleno que mantiene el 50% de su peso, α es el factor de corrección.

Tabla 2. Resumen de los parámetros para el diseño por capacidad de extracción.

Existe un significativo número de pruebas de laboratorio para conocer la extracción de los geosintéticos para muchas combinaciones de relleno reforzado normalmente usados o correlacionado a las pruebas representativas de extracción hechas en campo. Por lo tanto, la necesidad de pruebas adicionales de laboratorio /o de campo, podrían ser limitadas a las combinaciones refuerzo/relleno, donde estos datos son dispersos o no existen.

Las pruebas de laboratorio realizadas en donde son aplicables al tipo de proyecto podrían ser hechas en un dispositivo que consiste de una caja de prueba con las siguientes dimensiones mínimas: 760 mm de ancho, 1210 mm de longitud y 450 mm de profundidad. Las muestras del refuerzo podrían ser horizontalmente incrustado entre dos capas de suelo de 150 mm. El espécimen del refuerzo podría ser empujado horizontalmente través de una abertura. La prueba normal de carga podría ser aplicada verticalmente a la muestra por presurización en bolsa de aire entre una placa cubierta y una reacción de placa en reposo sobre el suelo. La

extracción se comportaría con una relación de aproximadamente 1.0 mm de Geosintético extraído por minuto y monitoreado usando relojes de comparación montados al frente del espécimen. Nótese que estos procedimientos de pruebas proporcionan una capacidad a corto plazo y no se puede contar para deformaciones en los suelos o en el refuerzo por flexión.

Usando las pruebas de laboratorio para determinar la extracción del geosintético, podemos determinar los parámetros de diseño, la variación del esfuerzo vertical y la configuración de elementos de refuerzo para los proyectos actuales los cuales podrían ser usados. Las pruebas podrían ser realizadas sobre muestras con una pequeña longitud de empotramiento en capas de 600 mm. El criterio de deflexión admisible está basado en la necesidad de limitar las deformaciones de la estructura; el cual es necesario que desarrolle suficiente capacidad a la extracción.

Las pruebas para determinar la extracción a largo plazo evalúan el comportamiento del deslizamiento suelo-refuerzo que podríamos llevar a cabo al utilizar rellenos con limos o arcillas. Las propiedades de los suelos y el tipo de refuerzo determinarán si la resistencia a la extracción permisible rige por las deformaciones dadas por deslizamiento. Los procedimientos de colocación y compactación para ambas pruebas de extracción, a corto y largo plazo, podrían simular condiciones de campo. El criterio de deformación admisible en los párrafos anteriores puede ser aplicado.

Por lo tanto, en la ausencia de datos de laboratorio específicos del sitio, es razonable usar estas relaciones semiempíricas en conjunto con las especificaciones estándar del relleno para proporcionar una evaluación conservadora de la resistencia a la extracción.

Para refuerzos con geosintéticos (es decir, geomallas y geotextiles), la resistencia a la extracción está basada en la reducción en la disponibilidad del suelo friccionante con un factor de reducción frecuentemente referido a un factor de

interacción, “ C_i ”. En la ausencia de datos de laboratorio, el valor F^* para refuerzos de geosintéticos podría ser conservador tomando:

$$F^* = 2/3 \tan \varphi \quad (2')$$

Cuando el factor de interacción “ C_i ” es usado por encima de la relación anterior, φ se toma como el ángulo de fricción mayor del suelo, el cual para muros mecánicamente estabilizados se usa relleno granular selecto, en el caso de no contar con este dato se toma un ángulo de fricción de 34 grados a menos que los datos específicos del proyecto den valores substanciales.

2.4 Establecimiento de propiedades de ingeniería basado en exploración de sitio y pruebas de laboratorio.

2.4.1 Suelo de desplante.

La determinación de las propiedades de ingeniería para los suelos de desplante podrían ser centrados en el establecimiento de la capacidad de carga, asentamientos potenciales y posición de los niveles de aguas subterráneas. Para la determinación de capacidad de carga, los parámetros friccional y cohesivo, así como los parámetros de pesos específicos y la posición del agua subterránea son normalmente requeridos con el fin de calcular la capacidad de carga. Los efectos de inclinación de carga y forma de cimiento puede ser omitido y el mínimo factor de seguridad puede ser tomado como 2.5. Para la determinación de los asentamientos en la cimentación, podríamos usar los resultados de un análisis convencional, usando datos de laboratorio asentamiento-tiempo, coeficientes de consolidación C_c , en conjunto con los valores aproximados para índices de compresión C_v , obtenidos de correlaciones de pruebas índice en los suelos (contenido de agua, límites Atterberg o de consistencia). Los resultados de los análisis para determinar el asentamiento, especialmente con respecto a los asentamientos diferenciales pueden ser usados para determinar la tolerancia de

los sistemas de recubrimiento y conexión en cada movimiento o la necesidad de detalles o procedimientos especiales para acomodar los movimientos diferenciales anticipados.

Una debilidad y compresibilidad importante en la cimentación puede requerir la consideración de técnicas de mejoramiento del terreno para alcanzar una adecuada capacidad de carga, o limitando de manera total o diferencial los asentamientos. Técnicas usadas con éxito, incluyen sobrecarga con o sin drenaje, compactación dinámica y el uso de rellenos con peso ligero puede reducir el asentamiento. Como una alternativa, los muros mecánicamente estabilizados con caras construidas de arropes de geosintéticos, mallas de alambre o gaviones, son alternativas los cuales pueden ser construidos puesto que toleraran significantes asentamientos diferenciales, así como también se considera recubrimientos permanentes tal como los paneles de concreto unidos después de que el asentamiento haya ocurrido. Una preocupación particular son las situaciones donde los muros mecánicamente estabilizados pueden terminar adyacentes a una estructura de soporte rígido, como una pila de soporte al final de un relleno retenido por estribos.

2.4.2 Suelo de relleno reforzado.

En el criterio de selección para el relleno reforzado, podríamos considerar el funcionamiento a largo plazo de la estructura completa, la estabilidad en la fase de construcción y la degradación por el medio ambiente creados para los refuerzos. Conocimientos y experiencias con la construcción de muros mecánicamente estabilizados a la fecha ha ubicado la selección de rellenos cohesivos. Por lo tanto, los conocimientos acerca de la distribución interna del esfuerzo, resistencia a la extracción y fallas en la forma de la superficie son limitados e influenciados por las propiedades únicas de ingeniería de estos tipos de suelos. Los suelos granulares son idealmente adecuados para muros mecánicamente estabilizados. Estas propiedades conservadoras son adecuadas para la inclusión con especificaciones estándar o en provisiones especiales cuando las pruebas de

proyectos específicos no son fáciles y cuando la calidad y control de construcción e inspección puede estar en cuestión.

En general, estos materiales de relleno seleccionados serán más costosos que los materiales de baja calidad. El criterio de especificación está basado en los diferentes requisitos de funcionamiento de las estructuras completas (deformaciones permisibles) y el diseño.

2.4.3 Relleno retenido.

Las propiedades claves que se requieren son esfuerzo y peso específico basados en los datos de evaluación y ensaye del subsuelo. Ángulos de fricción (ϕ) y pesos específicos (γ_T) pueden ser determinado con pruebas de corte directo bien drenadas o pruebas triaxiales de consolidación por drenaje. En caso de que no podamos obtener muestras inalteradas, los ángulos de fricción pueden ser obtenidos por pruebas in situ o por correlaciones con las propiedades índices. Las propiedades de esfuerzo son requeridas para la determinación de los coeficientes de presión de tierra usados en el diseño. Adicionalmente, la posición de los niveles de aguas subterráneas por encima de la propuesta base de construcción debe ser determinada con el fin de planear un apropiado esquema de drenaje. Para la mayoría de rellenos retenidos con valores menores a los límites de esfuerzo friccionante de 28 a 30 grados, son razonables para materiales granulares y suelos cohesivos de baja plasticidad. Para rellenos retenidos altamente plásticos (I.P. > 40), valores aún más bajos podrían ser indicados y podrían ser evaluados para condiciones de drenaje y sin drenaje.

2.5 Establecimiento de las propiedades estructurales del geosintético.

Las propiedades del diseño estructural de los materiales de refuerzo están en función de las características geométricas, esfuerzos y rigidez, durabilidad y tipo

de material. Los geosintéticos deben ser considerados como mencionamos a continuación:

a. Características geométricas.

- Geotextiles y geomallas. Una capa de malla de geosintético es caracterizada por el ancho de la malla y la distancia horizontal centro a centro entre ellos. El área de la sección transversal no es necesaria, puesto que la resistencia de una malla de geosintético es expresada por una fuerza a tensión por unidad de longitud, en lugar de un esfuerzo. Se dificulta en la medición del espesor de estos delgados materiales y relativamente compresibles, por lo que evitan estimaciones confiables de esfuerzo.

La relación de cobertura " R_c " es usada para relacionar la fuerza por unidad de longitud del refuerzo con la fuerza por unidad de longitud requerida a través de la estructura entera.

$$R_c = b/S_h \quad (3)$$

Donde:

b = el ancho bruto de la banda, lamina o malla; y

S_h = espaciamiento centro a centro de manera horizontal entre la banda, laminas o mallas.

($R_c = 1$ en los casos de refuerzos continuos; es decir, cada capa de refuerzo cubre la superficie horizontal de la masa de suelo reforzado).

b. Propiedades de resistencia.

Las propiedades de resistencia a la tensión de los geosintéticos son afectadas por factores en su entorno como es el deslizamiento superficial que a largo plazo produce una fluencia, daño en la instalación, envejecimiento, temperatura y esfuerzos confinados. Además, las características de los productos geosintéticos fabricados con la misma base de polímero pueden variar ampliamente, y los

detalles del comportamiento del polímero usado dentro del terreno no son completamente entendidos. Idealmente, la resistencia a la tensión “ T_a ” podría ser determinado por completas consideraciones de elongación admisible, posible fluencia del geosintético y todos los posibles mecanismos de degradación de resistencia.

Los refuerzos poliméricos, a pesar de que la corrosión, no son susceptibles como es el caso del acero que puede degradarse debido a la actividad físico química en los suelos como son la hidrólisis, oxidación y grietas por esfuerzos ambientales, dependiendo del tipo de polímero. Adicionalmente, estos materiales son susceptibles a la mala instalación y los efectos de altas temperaturas en los recubrimientos y conexiones. Las temperaturas pueden ser tan altas como 50°C comparado con los rangos normales de temperaturas dentro del terreno de 12°C en frío y temperaturas de 30°C en climas áridos.

La degradación comúnmente ocurrida por daños mecánicos depende del tiempo degradación a largo plazo causado por el esfuerzo (fluencia), el deterioro por la exposición a los rayos ultravioleta y la interacción química y biológica con el ambiente que lo rodea. Debido a la variación de tipos de polímeros, cualidades, aditivos y geometría en los productos, cada geosintético es diferente en la resistencia al envejecimiento y es atacado por diferentes agentes químicos y biológicos. Por lo tanto, cada producto debe ser individualmente investigado.

Normalmente, los productos de poliéster son susceptibles a la reducción de su resistencia por envejecimiento, debido a la hidrólisis (disponibilidad de agua) y altas temperaturas. La hidrólisis y la disolución de fibras son acelerados en regímenes alcalinos, bajo o cerca de los niveles piezómetros del agua o en áreas de escurrimientos substancial donde la superficie de filtración de agua o la acción de capilaridad asegura disponibilidad del agua la mayor parte del año.

Los productos de poliolefina son susceptibles a la pérdida de resistencia por envejecimiento debido a la oxidación (contacto con oxígeno) o altas temperaturas. Los niveles de oxígeno en rellenos reforzados están en función de la porosidad del

suelo, la ubicación del agua subterránea y otros factores, y hemos encontrado que son un poco inferior los niveles de oxígeno que en la atmosfera (21 por ciento). Por lo tanto, la oxidación del geosintético dentro del terreno puede proceder como una tasa igual a los utilizados por encima del suelo. La oxidación es acelerada por la presencia de metales de transición (Fe, Cu, Mn, Co, Cr) en los rellenos encontrados en suelos con ácido sulfato, escombros y otros desechos industriales o residuos mineros que contengan metales de transición. Esto podría señalar que en la resistencia de los geosintéticos con poliolefina, la oxidación es la principal amenaza por lo que se necesitan propiedades antioxidantes adicionales como es la resina base, el cual difiere por cada marca del producto, incluso cuando se formula con la misma resina base.

La mayoría de los refuerzos con geosintéticos son enterrados, y por lo tanto la estabilidad ultravioleta es solamente preocupante durante la construcción y cuando los geosintéticos son usados para cubrir caras de muros. Si se usa en ubicaciones expuestas, los geosintéticos podrían ser protegidos con capas o recubrimientos para prevenir la deterioración. Las capas vegetativas pueden ser consideradas en el caso de que el geotextil o la geomalla sean de tejido abierto. El espesor del geosintético con estabilizadores ultravioleta pueden ser expuestos por varios años sin protección; sin embargo, el mantenimiento a largo plazo puede ser anticipado por la deterioración provocada por rayos UV y posible vandalismo.

Los daños hechos durante la manipulación y construcción -como es la abrasión y desgaste, perforación, desgarrado o rasgado y agrietado- pueden ocurrir en mallas de polímero frágil. Estos tipos de daño pueden ser evitados con el cuidado durante la manipulación y la construcción.

Los daños durante la colocación del relleno están en función de la severidad de carga impuesta sobre los geosintéticos durante las operaciones de construcción y el tamaño y angulosidad del relleno.

Para los refuerzos con geosintéticos, la vida útil de diseño es alcanzada por el desarrollo de una carga de diseño admisible el cual es considerado, dependiendo de la pérdida de resistencia al final del periodo de vida útil, como sigue:

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF \cdot FS} = \frac{T_{al}}{FS} \quad (4)$$

Donde

T_a = Tensión Admisible del geosintético

T_{ult} = Es la resistencia última a tensión del geosintético.

RF = Es el producto de la aplicación de todos los factores de reducción.

FS = Es el factor de seguridad total.

T_{al} = Es la resistencia a largo plazo del material o más específicamente:

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}} \quad (4.1)$$

Donde:

T_{al} = Resistencia a tensión a largo plazo sobre una carga por unidad de longitud de refuerzo básico

T_{ult} = Resistencia última a tensión para el producto a utilizar, está dada por pruebas de laboratorio o por datos del proveedor.

RF_{cr} = Factor de reducción a la fluencia del geosintético; es la relación de la resistencia última del geosintético (T_{ult}) con la resistencia límite de fluencia obtenida a base de pruebas de fluencia en el laboratorio, para cada producto. Rangos típicos de factores de reducción están en función del tipo de polímeros indicados abajo:

Tipo de polímero	Factores de reducción a la fluencia
Poliéster	2.5 a 1.6
Polipropileno	5 a 4.0
Polietileno de alta densidad	5 a 2.6

Tabla 3. Factores de reducción a la fluencia del geosintético.

RF_D = Factor de reducción de durabilidad; esto depende de la susceptibilidad de los geosintéticos a ser atacados por microorganismos, químicos, oxidación termal, hidrolisis y agrietamientos; y pueden variar normalmente de 1.1 a 2.0. El factor de reducción mínimo debe ser 1.1.

RF_{ID} = Factor de reducción por daños en la instalación; este factor puede estar entre 1.05 a 3.0, dependiendo de la gradación del relleno y la masa del producto por unidad de longitud. El factor de reducción mínimo debe ser 1.1, considerado para ensayos inciertos.

FS = Factor de seguridad general considerado para situaciones en la que exista incertidumbre en la geometría de la estructura, propiedades de relleno, propiedades del refuerzo y cargas externamente aplicadas. Para muros mecánicamente estabilizados permanentes, un mínimo factor de seguridad de 1.5 ha sido usado. (Por lo tanto $T_a = T_{al}/1.5$).

“ T_{al} ” es normalmente obtenido directamente de los fabricantes. Esto normalmente incluye factores de reducción pero no está incluido un factor de seguridad en el diseño o material, FS . La determinación de los factores de reducción para cada geosintético requiere extensas pruebas de campo o laboratorio, brevemente resumido como sigue:

1. Factor de reducción a la fluencia, RF_{CR} .

El factor de reducción a la fluencia es obtenido de ensayos de laboratorio a largo plazo. Este factor de reducción es requerido para limitar la carga en el refuerzo a

un nivel conocido donde el límite de fluencia evitará la ruptura del geosintético al final de la vida de la estructura. La fluencia del geosintético en sí misma no degrada la resistencia del polímero. Las pruebas de fluencia son esencialmente una prueba de carga constante en múltiples muestras de productos, aplicando carga en varios porcentajes por periodos de más de 10,000 horas hasta obtener la carga última. El factor de reducción a la fluencia es la relación de la carga última con la carga máxima sostenible extrapolada (es decir, el límite de fluencia) dentro de la vida útil de la estructura (por ejemplo, varios años para estructuras temporales, 75 o 100 años para estructuras permanentes).

II. Factor de reducción a la durabilidad, RF_D .

El protocolo para las pruebas con el fin obtener el factor de reducción a la durabilidad consiste en el envejecimiento en hornos de muestras de poliolefinas para acelerar la oxidación y medir la reducción de su resistencia, en función del tiempo, temperatura y concentración de oxígeno. Los datos de altas temperaturas obtenidos en el laboratorio pueden ser extrapolados a la temperatura que concierne con las condiciones de campo. Para el poliéster el envejecimiento es conducido en medios acuosos variando pH's y relativamente altas temperaturas para acelerar la hidrólisis, con datos extrapolados a la temperatura de las condiciones de campo.

Con respecto a la degradación por envejecimiento, actuales investigaciones sugieren lo siguiente:

a. Geosintéticos de poliéster.

Los geosintéticos de poliéster son recomendados para uso en ambientes caracterizados por $3 < \text{pH} < 9$ solamente. Los siguientes factores de reducción para el envejecimiento de geosintéticos con poliéster son actualmente indicados para 100 años de vida útil en la ausencia de pruebas de un producto en específico:

Producto	Factor de reducción a la durabilidad	
	$5 \leq \text{pH} \leq 8$	$3 \leq \text{pH} \leq 5$ $8 \leq \text{pH} \leq 9$
Geotextil	1.6	2.0
Geomalla	1.15	1.30

Tabla 4. Factores de reducción a la durabilidad del geosintético.

b. Geosintéticos con poliolefina.

Para mitigar los procesos de degradación termal y oxidativa, los productos de poliolefina son estabilizados por la adición de antioxidantes para los procesos de estabilidad y estabilidad funcional a largo plazo. Estos aditivos antioxidantes son propios de cada fabricante y sus tipos, cantidad y efectividad. Sin la protección residual antioxidante (después del proceso), los productos de poliolefina son vulnerables a la oxidación y a significantes pérdidas de resistencia dentro de un proyecto de vida útil de setenta y cinco a cien años a 20°C. Datos actuales sugieren que poliolefinas inestables tienen media vida de menos de cincuenta años.

Por lo tanto, la vida funcional anticipada de un geosintético de poliolefina es una gran extensión a las funciones del tipo y los niveles de antioxidante restante, y la tasa de consumo subsecuente del antioxidante. El consumo del antioxidante está en relación con el contenido de oxígeno en el terreno; el cual, en rellenos únicamente, es un poco más ligero que el atmosférico.

En la actualidad, los protocolos de envejecimiento por calor para productos con poliolefinas, en el oxígeno atmosférico completo o reducido, con análisis numérico subsecuente, son disponibles para productos de poliolefina;,, el cual no exponen grietas o fisuras iniciales en su estado fabricado, normalmente monofilamentos. Para productos de poliolefina con grietas o fisuras iniciales, normalmente productos de cinta, o polietilenos de alta densidad, los protocolos para las pruebas de envejecimiento por calor puede cambiar la naturaleza del producto y por lo tanto puede conducir a resultados erróneos. Protocolos alternativos de ensaye

usan oxígeno a presión como acelerador del tiempo, sin embargo están bajo estudio y desarrollo.

Desde que cada producto tiene combinaciones únicas y propias de antioxidantes, las pruebas en productos específicos son requeridos para determinar un lapso de vida efectiva de protección en el contenido de oxígeno dentro del terreno. Datos limitados sugieren que ciertos antioxidantes son efectivos para más de cien años en mantener la resistencia para el uso dentro del terreno.

III. Factor de reducción por daños en la instalación, RF_{ID} .

Para la obtención de este factor de reducción por daños en la instalación requiere que el material geosintético es sujeto a un ciclo de compactación y relleno, referente a las prácticas de campo. La relación de la resistencia inicial, con la resistencia de muestras recuperadas, define este factor de reducción. Un peso mínimo de 270 g/m^2 es necesario para minimizar los daños por instalación en geotextiles.

Para tener en cuenta la pérdida de resistencia en los daños de instalación donde las pruebas de laboratorio en productos a escala no son disponibles, la Tabla 5 puede ser usada considerando las características específicas del relleno en el proyecto. En ausencia de datos específicos de proyecto el factor de reducción más grande indicado para cada geosintético debe ser usado.

IV. Factor de seguridad, FS .

Este factor de seguridad global se toma en cuenta cuando se tiene incertidumbre en cargas aplicadas externamente, geometría en la estructura, propiedades de relleno, sobreesfuerzos potenciales locales debido a cargas no uniformes y la resistencia incierta en esfuerzos a largo plazo. Para limitar estas condiciones, un F.S. de 1.5 ha sido normalmente usado.

Factor de reducción por daños en la instalación		
Geosintético	Relleno con un tamaño de partícula máxima de 102 mm y un D_{50} alrededor de 30 mm	Relleno con un tamaño de partícula máxima de 20 mm y un D_{50} alrededor de 0.7 mm
Polietileno de alta densidad	1.20 - 1.45	1.10 - 1.20
Polioléfina, geomalla biaxial	1.20 - 1.45	1.10 - 1.20
PVC cubierto con geomalla de poliéster	1.30 - 1.85	1.10 - 1.30
Acrílico cubierto con geomalla de poliéster	1.30 - 2.05	1.20 - 1.40
Geotextil tejido con poliolefina y poliéster ¹	1.40 - 2.20	1.10 - 1.40
Geotextil no tejido con poliolefina y poliéster ¹	1.40 - 2.50	1.10 - 1.40
Cinta abierta tejida con geotextil de poliolefina ¹	1.60 - 3.00	1.10 - 2.00

(1) Peso mínimo de 270 g/cm²

Tabla 5. Rango de factores de reducción a la durabilidad del geosintético.

El valor dado al factor de seguridad global de 1.5 puede ser justificado por las siguientes consideraciones:

- El relleno reforzado controla la cantidad de tensión en el refuerzo el cual para rellenos granulares es limitada, considerándose menor que la falla a tensión del refuerzo. Por lo tanto, incluso en un estado límite, los sobreesfuerzos de los geosintéticos podría ser visibles dependiendo de la deformación en el sistema del muro llegando al colapso.
- Las propiedades de los Geosintéticos a largo plazo, basados en datos limitados, son significativamente mejores cuando existe suelos confinados. El confinamiento no es actualmente considerado en el desarrollo del esfuerzo admisible.
- Las medidas de niveles de esfuerzo en las estructuras, han indicado bajos niveles de esfuerzo usado para diseños de muros mecánicamente estabilizados

Para el diseño preliminar de estructuras permanentes o para las aplicaciones definidas por los diseñadores, podrían tener funcionamientos pobres u ocurrir la falla, la resistencia a tensión permisible T_a puede ser evaluada fuera de los datos de productos específicos, como es:

$$T_a = \frac{T_{ult}}{7 \cdot FS} \quad (4.2)$$

Además, este factor de reducción $RF = 7$ podría ser limitado para proyectos donde el entorno del proyecto cumple con los siguientes requisitos:

1. Suelos granulares (arenas, gravas) usados en el relleno reforzado.
2. $4.5 \leq \text{pH} \leq 9$.
3. Temperatura del sitio $< 30^\circ\text{C}$.
4. Partícula máxima del relleno de 19 mm.
5. Altura máxima del muro de 10 m.

La temperatura del lugar es definida como la temperatura dada entre el promedio anual de temperatura del aire y la temperatura del aire diario para la temperatura del mes más caluroso en el sitio.

El factor de reducción total de 7 ha sido establecido multiplicando el límite inferior parcial de los factores de reducción obtenidos de los recientes datos en las pruebas, para los productos geosintéticos. El total del factor de reducción puede ser reducido significativamente con datos en ensayos apropiados. Esto no es muy común para geosintéticos con datos de fluencia, daños en la instalación y envejecimiento, desarrollando un factor de reducción total en el rango de 3 a 6.

V. Serviciabilidad.

Los requisitos de serviciabilidad para geosintéticos son reunidos a través del uso de bajos niveles de esfuerzo permisible, resultando de los factores de reducción combinado con los inherentes efectos de restricción de los suelos granulares. Con lo que se refiere a límites de tensión en el refuerzo, métodos para la determinación de la tensión varían ampliamente, sin presentar conclusiones sobre un apropiado método analítico capaz de modelar tensiones en la estructura. Las mediciones por estructuras instrumentadas en campo han consistentemente arrojado datos de mucho más bajos niveles de tensión en los refuerzos (normalmente menos que 1 por ciento) que el precedido por muchos métodos analíticos actuales. Por lo tanto, hasta que un método apropiado de determinación sea acordado, recomendamos que los requisitos límites de tensión no sean impuestos en el refuerzo.

3 Diseño de muros mecánicamente estabilizados

Este capítulo tiene como objetivo presentar una metodología para el diseño de muros mecánicamente estabilizados tomando en cuenta los aspectos vistos en los capítulos anteriores, dándonos como resultado la realización de un análisis adecuado para la obtención de las dimensiones necesarias para prevenir las fallas tanto externas como internas.

3.1 Consideraciones para Muros mecánicamente estabilizados.

Los aspectos que se deben considerar como primordiales para un diseño correcto en Muros mecánicamente estabilizados, tomando en cuenta las características dadas en los capítulos anteriores con respecto a las inclusiones, pueden ser los siguientes:

- Selección de la ubicación del refuerzo en el muro.
- Una evaluación local de cada capa de refuerzo para prevenir fallas en los refuerzos.

La forma inicial para el diseño de Muros mecánicamente estabilizados está dada por el análisis de estabilidad, por lo que el muro debe estar sometido a una revisión de estabilidad externa e interna (estabilidad de los refuerzos).

La estabilidad externa envuelve la estabilidad general de la masa de suelo estabilizada con refuerzos y el análisis de estabilidad interna consiste en una evaluación de las superficies de deslizamiento existentes dentro de la masa de suelo reforzado.

Un análisis de deformación es otra de las consideraciones por tratar en el diseño de Muros, puesto que evaluamos un funcionamiento anticipado de la estructura con respecto a los desplazamientos horizontales y verticales. Los análisis de deformación horizontal son complicados, y carecen de certidumbre en su realización. En muchos casos, estos análisis son hechos solamente para aproximar o para asumir simplemente que los factores de seguridad usuales ante las fallas de estabilidad externa e interna garanticen que las deformaciones estarán dentro de los límites tolerables. Los análisis de deformación vertical son obtenidos por cálculos convencionales de asentamientos, con un particular énfasis en los asentamientos diferenciales tanto longitudinalmente, a lo largo de la cara del muro, como transversalmente de la cara del muro hasta el final del volumen de suelo reforzado.

Por lo tanto, para los cálculos de estabilidad externa, el método actual supone una distribución de presiones de tierra. En los cálculos de estabilidad interna, usando el método de gravedad coherente simplificado, el coeficiente interno de presiones de tierra está en función del tipo de refuerzo, donde el coeficiente mínimo (K_a) es usado para muros construidos con capas de geotextiles y geomallas. Para la estabilidad interna, es considerada la superficie de falla de Rankine; puesto que los geosintéticos pueden tener elongaciones mayores que las del suelo antes de llegar a la falla.

3.2 Dimensionamiento inicial

Debido a la flexibilidad y funcionamiento satisfactorio de los muros mecánicamente estabilizados, los valores de los factores de seguridad, para evitar las fallas externas, en algunos casos son menores que los usados para muros hechos con concreto reforzado o muros de gravedad. Por ejemplo, el factor de seguridad para la capacidad de carga en general es de 2.5 en lugar de un valor más alto, el cual es usado para estructuras más rígidas.

El dimensionamiento inicial considerado para el diseño del muro está basado en cuatro mecanismos de falla externa, como los mostrados en las figuras 4 a 7.

Estos mecanismos de falla incluyen: deslizamiento en la base, volteo del muro debido a la mala ubicación en el análisis de todas las fuerzas resultantes, la falta de capacidad de carga del suelo de desplante que provoca un asentamiento vertical, y la falta de capacidad de soporte provocando un asentamiento rotacional

Por la flexibilidad que presenta los muros mecánicamente estabilizados es muy poco probable que se presente una falla por volteo; por lo tanto, el criterio para falla por volteo (máxima excentricidad permisible) ayuda al control de la deformación lateral puesto que limita el ladeo de la estructura y por consecuente es satisfactoria.

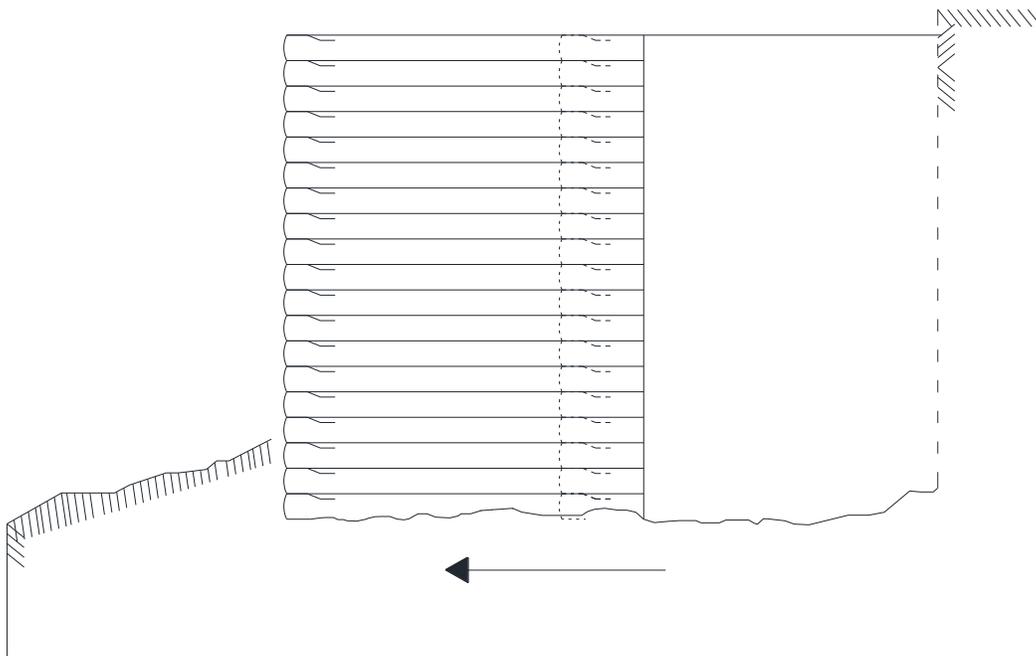


Figura 4. Fallas por deslizamiento

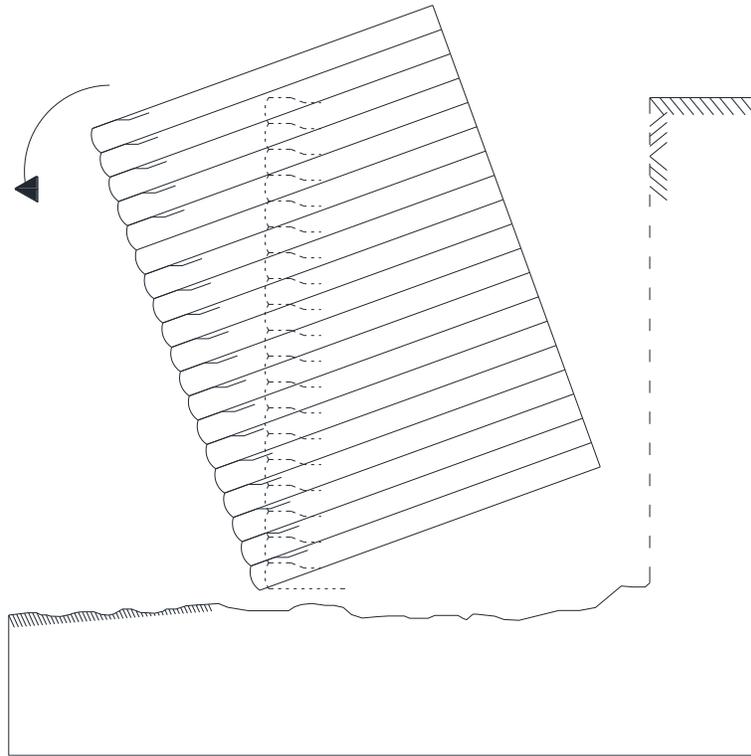


Figura 5. Fallas por volteo.

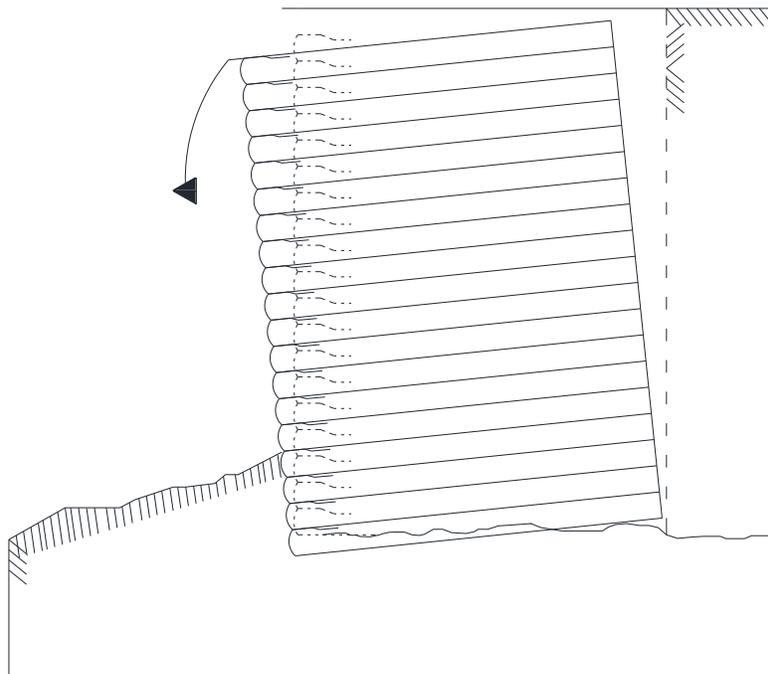


Figura 6. Fallas por asentamiento vertical

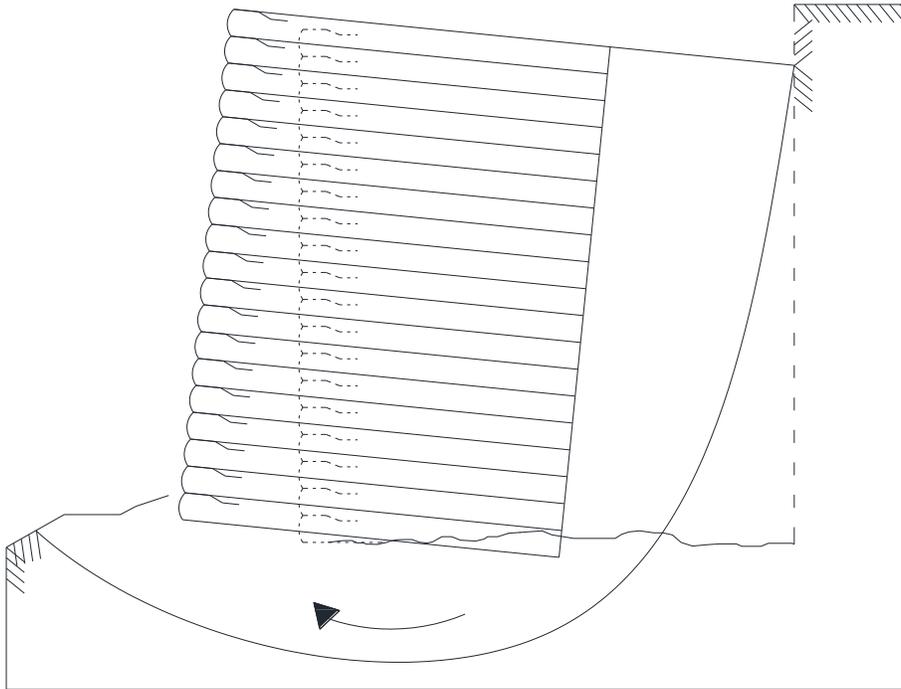


Figura 7. Fallas por asentamiento rotacional.

3.2.1 Dimensionamiento preliminar.

El proceso de dimensionamiento de la estructura empieza por tomar en cuenta los requisitos mencionados en la sección 2.5 de este manual, los cuales están referenciados principalmente a los criterios que se deben tomar para el buen funcionamiento de la estructura.

Sin embargo, de manera preliminar, la longitud efectiva de los refuerzos puede ser propuesta para el análisis externo como una longitud menor que $0.7H$ y mayor que 2.5 m; donde H es la altura de diseño de la estructura. Las estructuras que retienen rellenos en talud provocando sobrecargas, así como las cargas concentradas y rellenos en estribos, generalmente requieren una longitud efectiva de refuerzo más larga para ser más estable, a menudo están en orden de $0.8H$ a un máximo de $1.1H$.

3.3 Análisis de estabilidad externa.

Para los cálculos de estabilidad para muros con una cara vertical, consideramos que la masa del muro mecánicamente estabilizado actúa como un cuerpo rígido, desarrollando las presiones de tierra sobre un plano vertical aplicadas en la parte posterior o final de los refuerzos.

El coeficiente activo de presiones de tierra es calculado para muros verticales (muros con una inclinación en su cara de menos de 8 grados con respecto a la vertical) y un relleno horizontal (figura 8), por lo tanto tenemos que:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5)$$

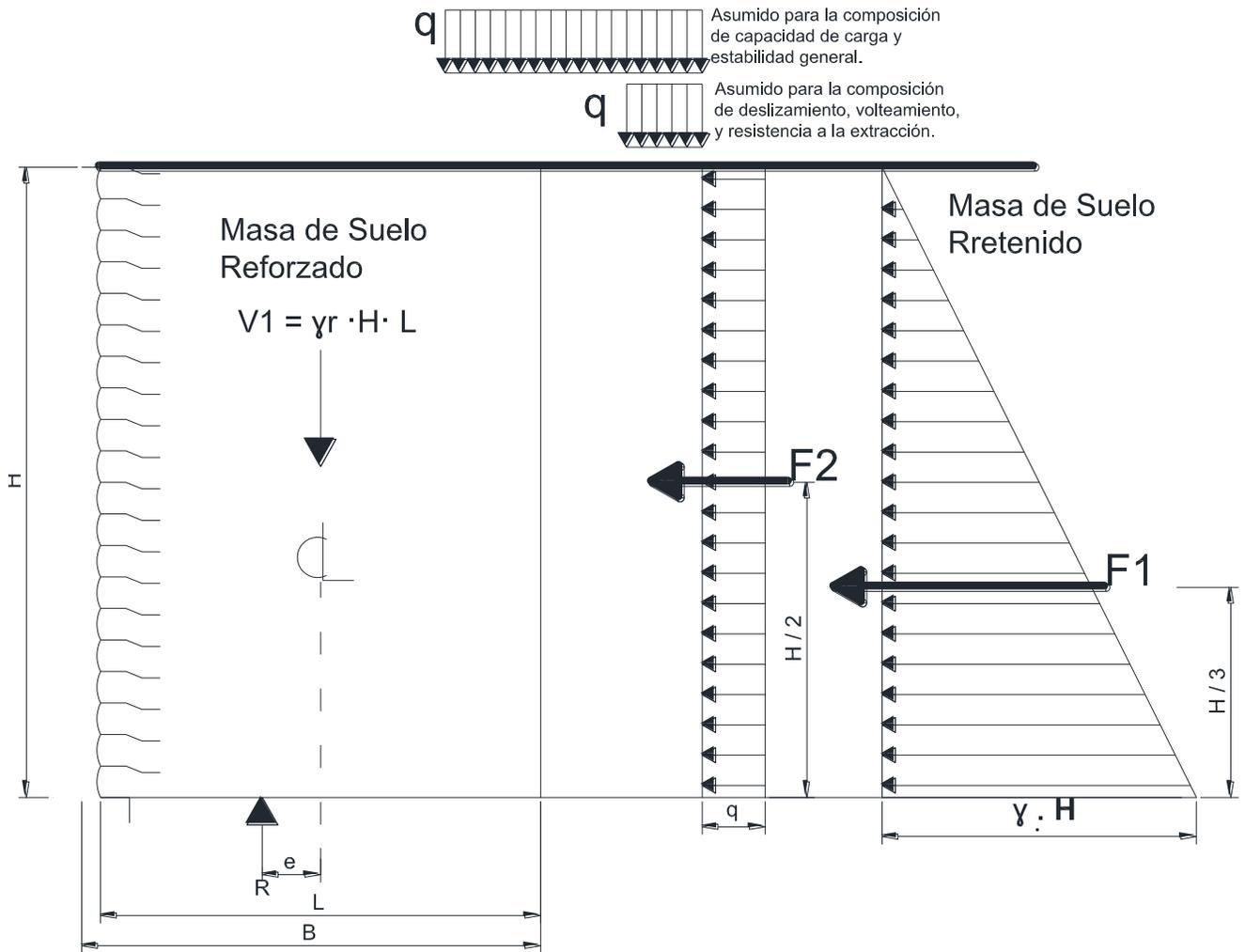
Sin embargo, se pueden presentar diferentes tipos de relleno por los cuales consideramos que en los casos donde se presenta un relleno en talud (figura 9) existe un coeficiente activo de presiones siguiente manera:

$$K_{af} = \cos\beta \left(\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \right) \quad (6)$$

Donde:

β = ángulo de la carga de relleno en talud.

Para las condiciones dadas en la figura 10, el ángulo "I" es substituido por el ángulo de talud β .



Dónde:

$$F1 = \frac{1}{2} \gamma_f H^2 K_{af}$$

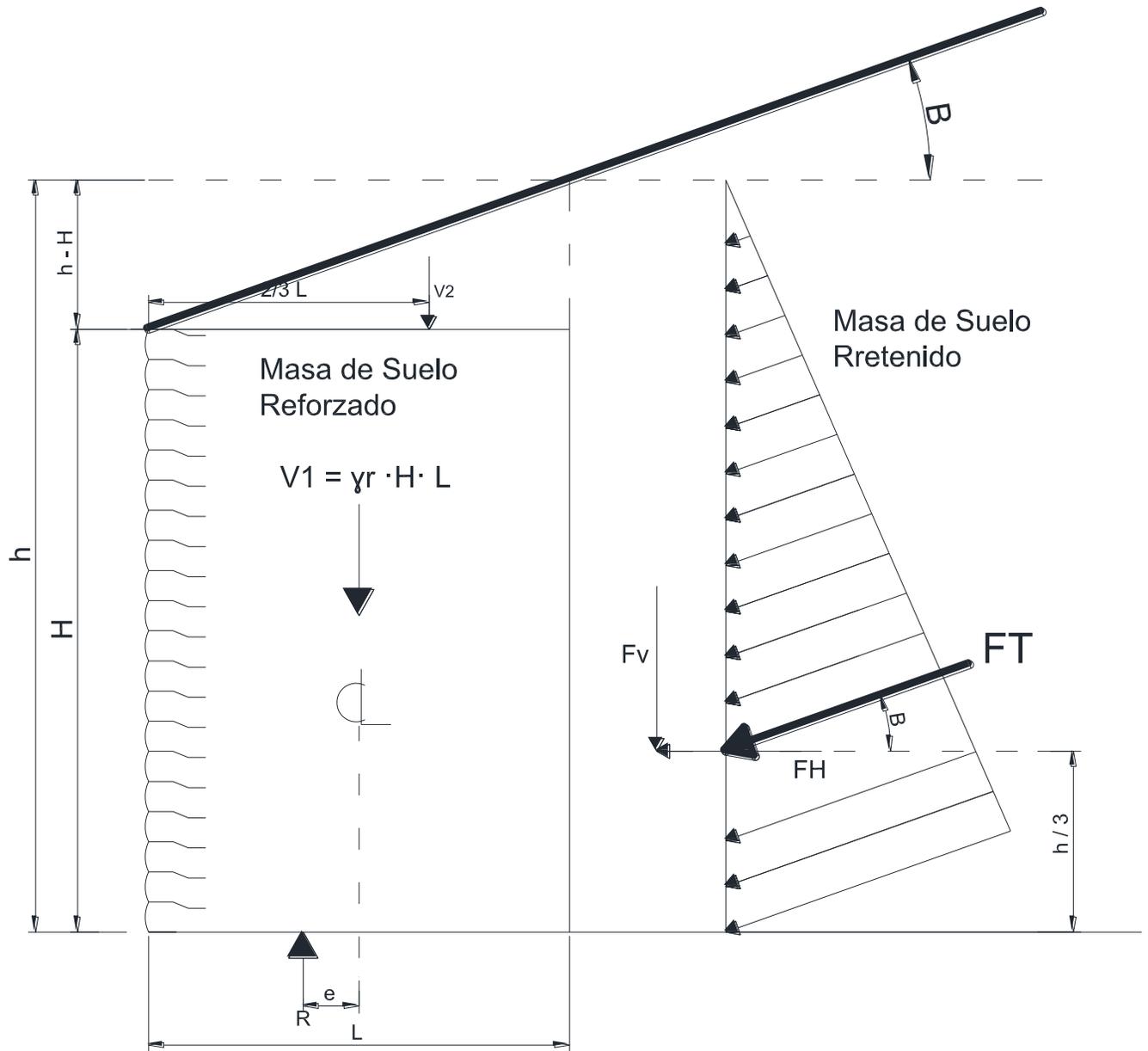
$$F2 = q H K_{af}$$

e = Excentricidad

R = Resultante de las fuerzas verticales ($V1 + qL$)

q = cargas externas

Figura 8. Presión tierra, excentricidad en rellenos horizontales con cargas externas para el análisis externo.



Dónde:

$$FT = \frac{1}{2} \gamma_f H^2 K_{af}$$

e = Excentricidad

R = Resultante de las fuerzas verticales ($V1 + qL$)

$$V2 = \frac{\gamma_f L (h-H)}{2}$$

Figura 9. Presión tierra, excentricidad en rellenos en talud para el análisis externo.

En el caso de que la cara del muro tenga una inclinación mayor o igual que 8 grados, el coeficiente de presión de tierra puede ser calculado por medio del caso general de Coulumb el cual es:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi)}{\text{sen}^2\theta \cdot \text{sen}(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (7)$$

Donde:

θ = ángulo de inclinación de la cara del muro.

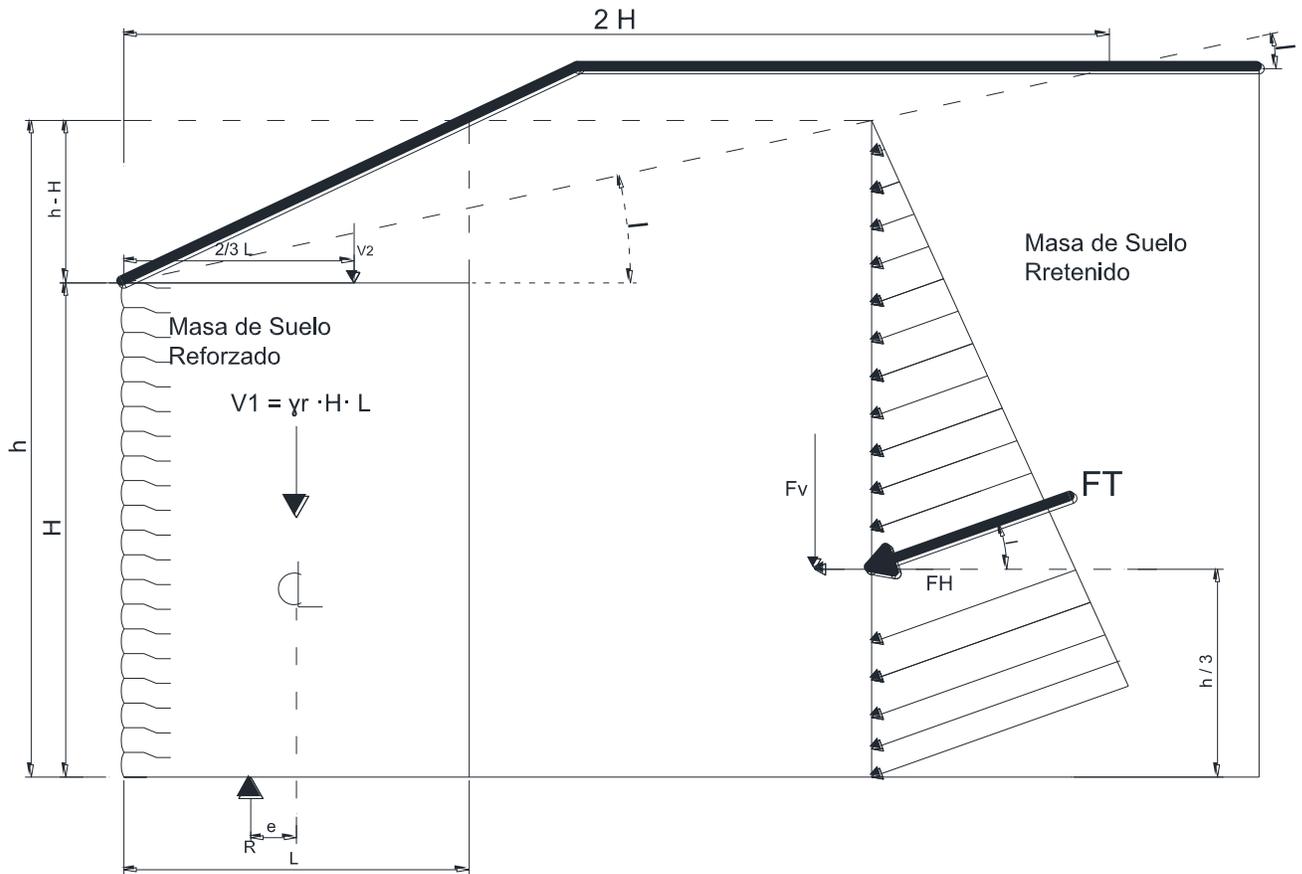
β = ángulo del talud como se muestra en la figura 11.

δ = ángulo de fricción del muro, el cual es igual a un máximo de β , pero menor o igual que φ

3.3.1 Cálculo de presión vertical.

El cálculo para obtener el esfuerzo vertical en la base del muro está definido por la altura “h” como se muestra en la figura 12. Cabe señalar que la altura de cualquier muro es no es normalmente tomado en cuenta en los cálculos. Los pasos para la determinación del esfuerzo vertical son:

- a. Calcular la fuerza total “FT”
- b. Calcular la excentricidad “e” de la resultante de las fuerzas en la base del muro de acuerdo a la suma de momentos en la masa de suelo reforzado tomando como referencia la línea central de dicha masa. Nótese que la resultante “R” en la figura 12 es aproximadamente igual a la suma de las fuerzas verticales sobre el relleno reforzado, esta condición se produce de la siguiente manera:



Dónde:

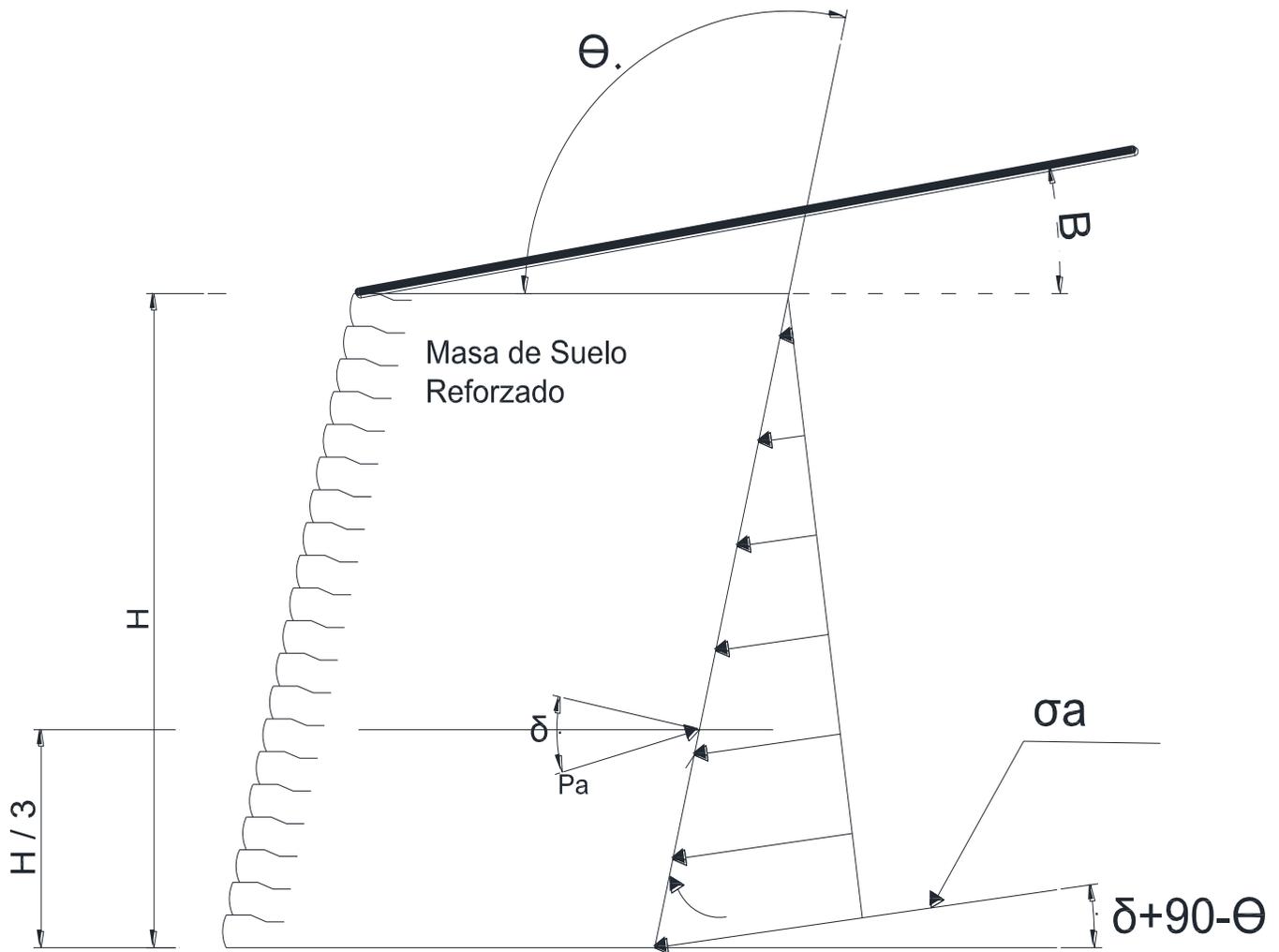
$$\begin{aligned}
 FT &= \frac{1}{2} \gamma_f H^2 K_{af} \\
 FH &= FT \cos(I) & FV &= FT \sin(I) \\
 \text{Suponiendo un Talud Infinito se toma } I &= \beta \\
 V2 &= \frac{\gamma_f L (h-H)}{2}
 \end{aligned}$$

Corregir Donde por Dónde

K_a para el suelo retenido usando $\delta = \beta = I$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi)}{\text{sen}^2\theta \cdot \text{sen}(\theta - I) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + I)\text{sen}(\varphi - I)}{\text{sen}(\theta - I)\text{sen}(\theta + I)}} \right]^2}$$

Figura 10. Condición del talud cuando no tenga continuidad (terraplenes) para el análisis externo.



Dónde:

$$P_a = \frac{\gamma f H^2 K_a}{2}$$

δ = Angulo de friccion del muro

$$\sigma_a = K_a \gamma f H$$

Figura 11. Presión tierra cuando el muro sea igual o mayor a 8 grados para el análisis externo.

$$e = \frac{F_H \cdot h/3 - F_V \cdot L/2 - V_2 \cdot L/6}{V_1 + V_2 + F_V} \quad (8)$$

Dónde:

$$F_H = FT \cos \beta$$

$$F_V = FT \sin \beta$$

V1, V2 = Fuerzas Verticales actuantes.

- c. La excentricidad “e” debe ser menor que L/6 en suelos o L/4 en rocas. Si “e” es mayor, entonces una mayor longitud de refuerzo será requerido.
- d. Calcular el esfuerzo vertical equivalente uniforme en la base, σ_v :

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_V}{L - 2e} \quad (9)$$

Esta propuesta está dada por Meyerhof, quien asume que la excentricidad de la carga resultante es una redistribución de presiones mayor, puesto que se reduce el área de la base del muro. Esta área está definida por un ancho igual al muro menos dos veces la excentricidad.

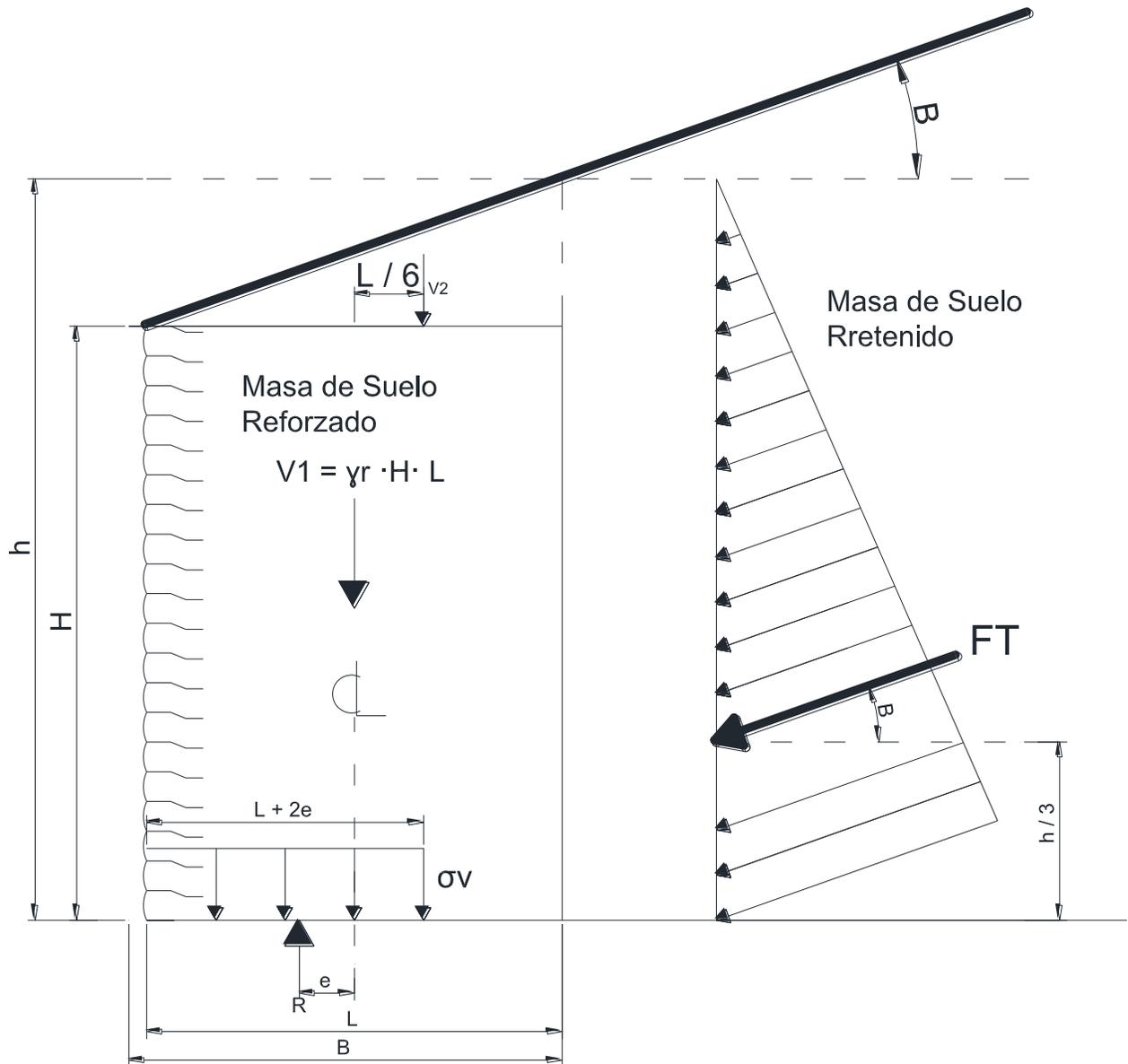
- e. Agregar las cargas externas a σ_v si existen.

3.3.2 Factores de seguridad.

Dado el dimensionamiento preliminar de la estructura, se establece criterios de factores de seguridad para los diferentes tipos de falla que puedan ocurrir, como las fallas mencionadas en la sección 4.2 de este manual.

Una de las fallas principales que se pueden presentar en el muro mecánicamente estabilizado es la falla por deslizamiento, por lo tanto, de acuerdo con el dimensionamiento inicial, se puede presentar principalmente en la capa base del

muro puesto que es la profundidad más crítica donde actúa el peso del relleno retenido. Por lo tanto, este factor de seguridad está dado por:



Dónde:

$$FT = \frac{1}{2} \gamma_f H^2 K_{af}$$

e = Excentricidad

R = Resultante de las fuerzas verticales (V1 + qL)

$$V2 = \frac{\gamma_f L (h-H)}{2}$$

Figura 12. Calculo del esfuerzo vertical σ_v a nivel de desplante. *Donde...

$$F.S._{des} = \frac{\sum Pr}{\sum Pd} \geq 1.5 \quad (10)$$

En donde:

Pr = Fuerzas resistentes por unidad de longitud del muro de las fuerzas horizontales.

$$Pr = (V_1 + V_2 + F_V)\mu \quad (11)$$

Por lo que el coeficiente “ μ ” es el coeficiente de fricción más crítico en la base del muro y es elegido como el mínimo de las siguientes tres posibilidades:

- El deslizamiento a lo largo del suelo de desplante. Si el esfuerzo cortante (cohesión y ángulo de fricción) es menor que el del material de relleno.
- El deslizamiento a lo largo del relleno reforzado (coeficiente de fricción del relleno reforzado).
- Para geosintéticos de tipo laminado, el deslizamiento que se da a lo largo de la capa más débil en todas las interfaces suelo-refuerzo. El ángulo de fricción que se da en la interacción suelo-refuerzo “ ρ ” preferentemente se debe medir por medio de pruebas de corte directo.

Pd = Fuerzas horizontales actuantes.

$$Pd = F_H \quad (12)$$

El efecto de las cargas externas sobre la masa de relleno reforzado, el cual incrementa la resistencia al deslizamiento, podrían ser incluidas si las cargas son permanentes. Por ejemplo, la carga viva del tráfico puede ser excluida del análisis.

Otra de las fallas que puede existir en el funcionamiento del muro mecánicamente estabilizado, es la falla por capacidad de carga, la cual se presenta en dos modos probables: falla por corte general y falla por corte local, esta última caracterizada por un acomodamiento de los suelos de desplante cuando suelos sueltos o blandos existen debajo del muro.

- a. Falla por corte general. Para prevenir la falla por cortante general, requerimos que el esfuerzo vertical en la base calculado con el tipo de distribución de Meyerhof no exceda la capacidad de carga admisible determinada para el suelo de desplante, consideramos un factor de seguridad de 2.5, lo que da así:

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{F.S.} \quad (13)$$

Donde:

q_a = Capacidad de carga admisible

q_{ult} = Capacidad de carga última

Un factor de seguridad de 2.0 puede ser usado si se justifica con análisis geotécnicos, la determinación de asentamientos aceptables.

Por lo tanto, para determinar la capacidad de carga última " q_{ult} " usando métodos de mecánica de suelos básico, por ejemplo para un nivel de grado en frente del muro y sin la influencia de aguas subterráneas tenemos que:

$$q_{ult} = c_f N_c + 0.5(L - 2e)\gamma_c N_\gamma \quad (14)$$

Donde:

C_f = cohesión del suelo.

γ_c = peso volumétrico del suelo de desplante.

N_c y N_γ = coeficientes de capacidad de carga adimensionales dados en la tabla 6.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	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	37.87	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
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Tabla 6. Factores de capacidad de carga.

Ya obtenida la capacidad de carga última que recibe el suelo de desplante se comprueba con la ecuación (13), teniendo en cuenta el factor de seguridad dado, si el esfuerzo vertical es menor o igual a la capacidad de carga admisible. El esfuerzo vertical puede ser disminuido y la capacidad de carga última en los refuerzos incrementa a lo largo de ellos. Si en condiciones de carga adecuada no ha sido lograda la condición de la ecuación (13) o el agregarle más longitud efectiva a los refuerzos incrementa costos, entonces la mejora del suelo de desplante es necesaria,

como puede ser una compactación dinámica o el remplazar el suelo puede ser una solución inicial para un mejor funcionamiento.

- b. Falla por corte local. Para prevenir los movimientos horizontales de la estructura en suelos cohesivos débiles se debe comprobar que:

$$\gamma H \leq 3C_f \quad (15)$$

Si las condiciones de carga no son las adecuadas, la mejora del suelo de desplante es la indicada.

La estabilidad general de la estructura está determinada por análisis rotacionales, el cual puede ser realizado usando métodos de análisis de estabilidad de taludes. El muro de suelo reforzado es considerado un cuerpo rígido y solo son consideradas las fallas de superficie completamente fuera de la masa reforzada. Para estructuras simples con geometría rectangular, espaciamiento de los refuerzos relativamente uniforme, y una cara del muro vertical, las fallas compuestas, pasando tanto en las zonas reforzadas como en las zonas no reforzadas, generalmente no son críticas. Sin embargo, si existen condiciones complejas en las que existan cambios de tipo de refuerzo o su longitud efectiva, cargas externas de alta magnitud, estructuras con la cara del muro inclinada, taludes pronunciados que descansan tanto en el pie como en la parte superior del muro, o estructuras apiladas, las fallas compuestas deben ser consideradas.

Si el factor de seguridad mínimo es menor que el usualmente recomendado (F.S. de 1.3), entonces se incrementa la longitud efectiva del refuerzo o se mejora el suelo de desplante.

3.3.3 Cargas sísmicas.

Durante un terremoto, el relleno retenido ejerce un empuje horizontal dinámico, P_{AE} , sobre el muro mecánicamente estabilizado adicional al empuje estático de la estructura. Por otra parte, la masa de suelo reforzado está sujeta a una fuerza de inercia horizontal:

$$P_{IR} = M A_M \quad (16)$$

Dónde:

M = es la masa de la porción activa de la sección reforzada del muro suponiendo en la base un ancho de $0.5H$

A_M = es la aceleración horizontal máxima en el suelo reforzado del muro.

El empuje horizontal dinámico puede ser evaluado por un análisis pseudoestático de Mononobe-Okabe, tal como se muestra en la figura 14; por lo que este empuje se añade a las fuerzas estáticas actuantes sobre el muro (peso, sobrecarga, empuje estático). La estabilidad dinámica con respecto a la estabilidad externa por lo tanto se evalúa. Los factores de seguridad dinámico mínimo admisible están dados por un 75 por ciento de los factores de seguridad en estado estático. La ecuación (16) para P_{AE} fue desarrollada suponiendo un relleno horizontal, con un ángulo de fricción de 30 grados y puede ser ajustada para otros ángulos de fricción de los suelos usando el método Mononobe-Okabe, con una aceleración horizontal igual a A_m y una aceleración vertical igual a cero.

La evaluación de estabilidad externa en caso de presentarse un sismo es realizado de la siguiente manera:

- Se selecciona la aceleración pico del terreno basado en el diseño por sismo en estructuras.
- Se calcula la aceleración máxima A_m desarrollada en el muro:

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (17)$$

Donde:

A = Coeficiente de aceleración máxima del terreno dadas por la norma N-PRY-CAR-6-01-005/01 del Instituto Mexicano del Transporte.

A_m = Coeficiente de aceleración máxima en el centroide de la masa del muro.

- Se calcula la fuerza de inercia horizontal P_{IR} , de acuerdo con la expresión (16), dada con términos de las propiedades del muro tenemos que:

$$P_{IR} = 0.5A_m\gamma_r H^2 \quad \text{para rellenos horizontales} \quad (18)$$

Por lo tanto el empuje sísmico P_{AE} , dado con términos de las propiedades del muro es:

$$P_{AE} = 0.375A_m\gamma_f H^2 \quad \text{para rellenos horizontales} \quad (19a)$$

- Se agregan las fuerzas sísmicas obtenidas en los pasos anteriores a las fuerzas actuantes en la estructura, con una relación de 50 por ciento del empuje sísmico P_{AE} y la totalidad de la fuerza de inercia P_{IR} . La reducción de P_{AE} es implementada puesto que es poco probable que se presenten las dos fuerzas máximas, simultáneamente.
- Para estructuras que retienen rellenos en talud, la fuerza de inercia y el empuje dinámico horizontal se debe basar en la altura H_2 cerca de la parte posterior de la masa del muro, determinada de la siguiente manera:

$$H_2 = H + \frac{\tan\beta \cdot 0.5H}{(1 - 0.5\tan\beta)} \quad (20)$$

El empuje dinámico horizontal puede ser ajustado para rellenos en talud usando el método de Mononobe-Okabe, con la aceleración horizontal K_h igual a A_m y K_v igual a cero. Una altura de H_2 podría ser usada para calcular P_{AE} en este caso. P_{IR} para rellenos en talud podría ser calculado de la siguiente manera:

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad (21)$$

Donde:

$$P_{ir} = 0.5A_m\gamma_f H_2 H \quad (22)$$

$$P_{is} = 0.125A_m\gamma_f(H_2)^2 \tan\beta \quad (23)$$

Por lo que el empuje dinámico horizontal para rellenos en talud es:

$$P_{AE} = 0.5\gamma_f(H_2)^2 K_{AE} \quad (19b)$$

Donde:

P_{ir} = es la fuerza de inercia causada por la aceleración del relleno reforzado.

P_{is} = es la fuerza de inercia causada por la aceleración de la sobrecarga del relleno en talud por encima del relleno reforzado, a un ancho igual a $0.5H_2$ que es donde ejerce la fuerza P_{IR} .

Estas fuerzas actúan en los centroides mostrados en la figura 13. El coeficiente de presión de tierra sísmico K_{AE} está basado en la expresión general del cálculo de Mononobe-Okabe, dado como:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \xi - 90 + \theta)}{\cos\xi \cos^2(90 - \theta) \cos(I + 90 - \theta + \xi) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + I) \text{sen}(\varphi - \xi - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \xi) \cos(I - 90 + \theta)}} \right]^2} \quad (24)$$

Donde:

I = ángulo del talud del relleno = β

ξ = $\arctan(K_h / 1 - K_v)$

φ = ángulo de fricción del suelo retenido.

θ = ángulo de inclinación de la cara del muro.

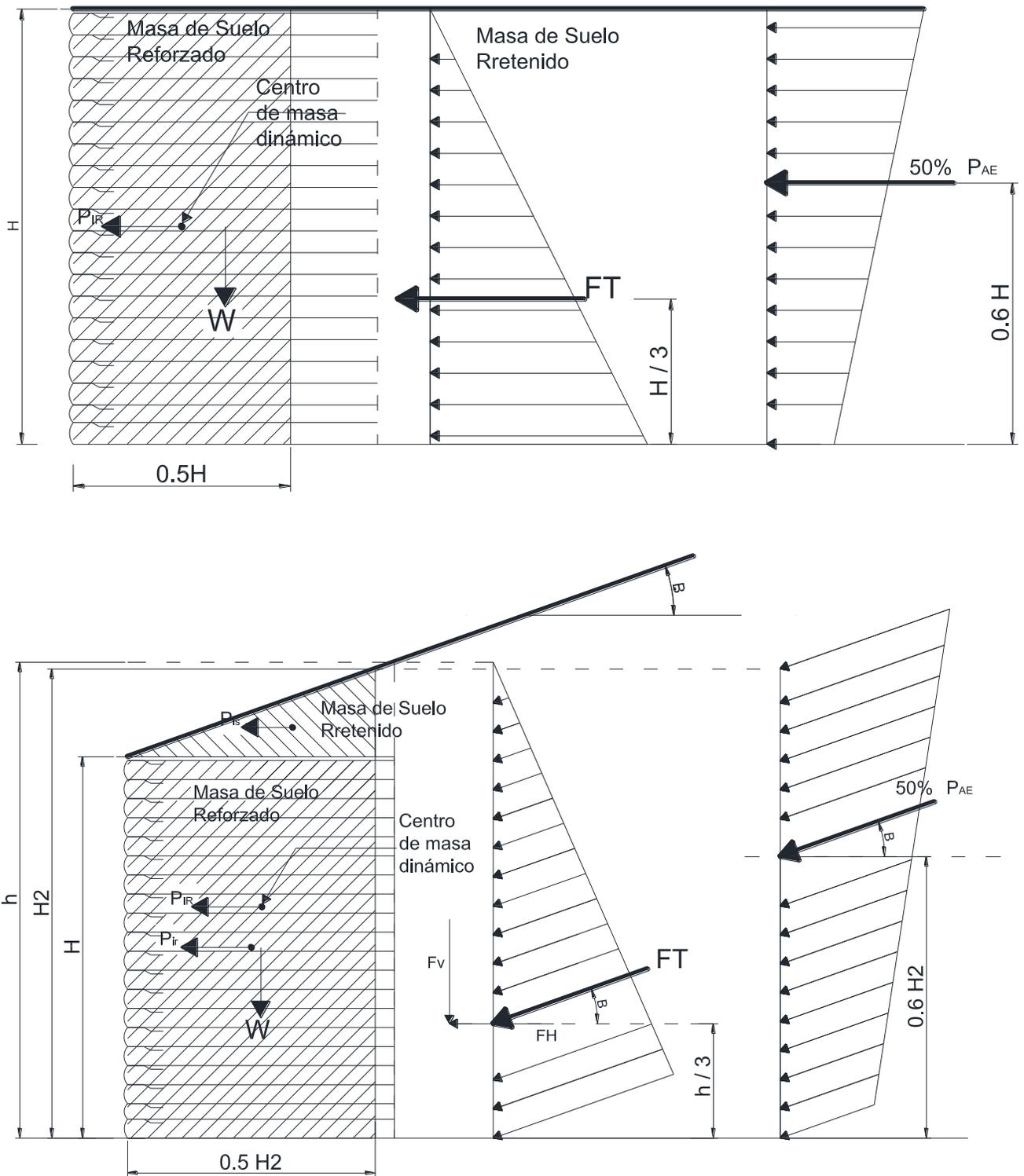


Figura 13. Calculo de estabilidad externa en caso de sismos para Muros mecánicamente estabilizados.

Las fuerzas sísmicas establecidas anteriormente se deben evaluar conjunto a las fuerzas estáticas en la evaluación de la estabilidad por deslizamiento y capacidad de carga; así como revisar que el cálculo de los factores de seguridad sean igual o mayor que el 75 por ciento de los factores mínimos establecidos, además de que la excentricidad este dentro de $L/3$ para los casos de suelo y roca.

3.4 Análisis de estabilidad interna.

Las fuerzas de tensión en las inclusiones permiten que exista una elongación excesiva hasta llegar a un punto de ruptura, por lo tanto los movimientos en la estructura son más amplios y cabe la posibilidad de que la estructura colapse, este modo de falla es llamado "*falla por elongación o de ruptura del refuerzo*". Otra de las fallas más comunes en los Muros mecánicamente estabilizados es aquella que se provoca cuando las fuerzas de tensión son más grandes que la resistencia a la extracción; es decir, la fuerza requerida para empujar el refuerzo hacia la parte exterior de la masa de suelo. Este, a su vez, incrementa el esfuerzo cortante alrededor del suelo, por lo cual provoca movimientos más prolongados en la estructura teniendo un posible colapso de esta. Este modo de falla es llamado "*falla por extracción*".

Las fallas mencionadas anteriormente son las dos diferentes formas de falla interna que se puede presentar en un muro mecánicamente estabilizado, por lo que el proceso de análisis para el diseño de la estructura en su funcionamiento interno está basado en evitar este tipo de fallas, por lo tanto este proceso consiste en determinar el desarrollo máximo de las fuerzas a tensión, su ubicación a lo largo de la superficie de deslizamiento crítico y la distancia proporcionada al refuerzo para soportar el esfuerzo a tensión y su capacidad a la extracción.

3.4.1 Superficie de deslizamiento crítico. Fuerzas de tensión máxima.

La superficie de deslizamiento crítica en un Muro con refuerzos simples está dada por las fuerzas de tensión máximas T_{max} ; es decir, la ubicación geométrica de estas fuerzas en cada capa de refuerzo. Las fuerzas máximas de tensión han sido asumidas aproximadamente lineales para geosintéticos (figura 14) pasando por el pie del muro. Cuando se desarrolla la falla, el refuerzo puede tener elongaciones y, por lo tanto, deformaciones en esta intersección con la superficie de falla, de lo que resulta que las fuerzas de tensión en el esfuerzo pueden incrementar y rotar.

Las fuerzas de tensión máximas son principalmente relacionadas con el tipo de Geosintético usado en los Muros mecánicamente estabilizados; los que, a su vez, está en función del módulo de extensibilidad y de densidad del refuerzo. Una relación entre el tipo de refuerzo y el sobreesfuerzo que puede llegar a admitir, aparece en la figura 15, es así una relación que nos permite usar el coeficiente de presión activa para cualquier profundidad.

Este análisis de esfuerzos laterales relaciona el coeficiente “K” con datos de campo admisibles, donde el esfuerzo en las inclusiones ha sido medido y normalizado en función de un coeficiente de presiones de tierra K_a . La relación mostrada en la figura 15 corresponde a valores representativos suponiendo un esfuerzo vertical igual a la carga γH , esto proporciona un método de evaluación simplificada para muros con relleno cohesivos reforzados.

El coeficiente lateral de presión de tierra “K” es determinado usando la relación de presiones de tierra de Coulomb, suponiendo que no hay fricción en el muro y que no existe un relleno en talud ($\beta = 0$). Por lo tanto, para muros verticales el coeficiente de presión de tierra se reduce a la ecuación de Rankine:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5)$$

En los casos cuando el muro presenta una inclinación en su cara de igual o mayor que 8 grados con respecto a la vertical, la forma simplificada de la ecuación de Coulomb puede ser usada:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi)}{\text{sen}^3\theta \left[1 + \frac{\text{sen}\varphi}{\text{sen}\theta}\right]^2} \quad (25)$$

Donde:

θ = es la inclinación de la parte posterior de la cara del muro medido de la horizontal que está en la parte frontal del muro.

El esfuerzo vertical (γH) es el resultado de las fuerzas gravitacionales provenientes del peso propio del suelo dentro e inmediatamente por encima del relleno reforzado del muro, y cualquier carga externa que se presente cuando el muro retenga un relleno en talud, por lo que el esfuerzo vertical para el cálculo de la carga máxima admisible en el refuerzo para este tipo de rellenos está mostrado en la figura 16, donde se obtiene:

$$S = \frac{1}{2} L \text{Tan}\beta \quad (26)$$

$$\sigma_v = \gamma_r Z + \frac{1}{2} L(\text{Tan}\beta)\gamma_r \quad (27)$$

Se determina K_a usando un ángulo del talud " β ", y K_r de la figura 16. Para la falla por extracción se revisa la siguiente condición:

$$\sigma_v = \gamma_r Z_p \text{ y } Z \geq Z_p + S \quad (28)$$

Por lo tanto, para obtener la tensión máxima en cada uno de los refuerzos podemos seguir los siguientes pasos:

- a. Calcular en cada nivel de refuerzo el esfuerzo horizontal σ_H a lo largo de la línea de falla del peso del relleno retenido γ_r agregando, si se presenta, las cargas uniformemente distribuidas "q" o cargas concentradas $\Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma_h$.

$$\sigma_{H_i} = K_r \sigma_{v_i} + \Delta \sigma_{h_i} \quad (29)$$

Donde:

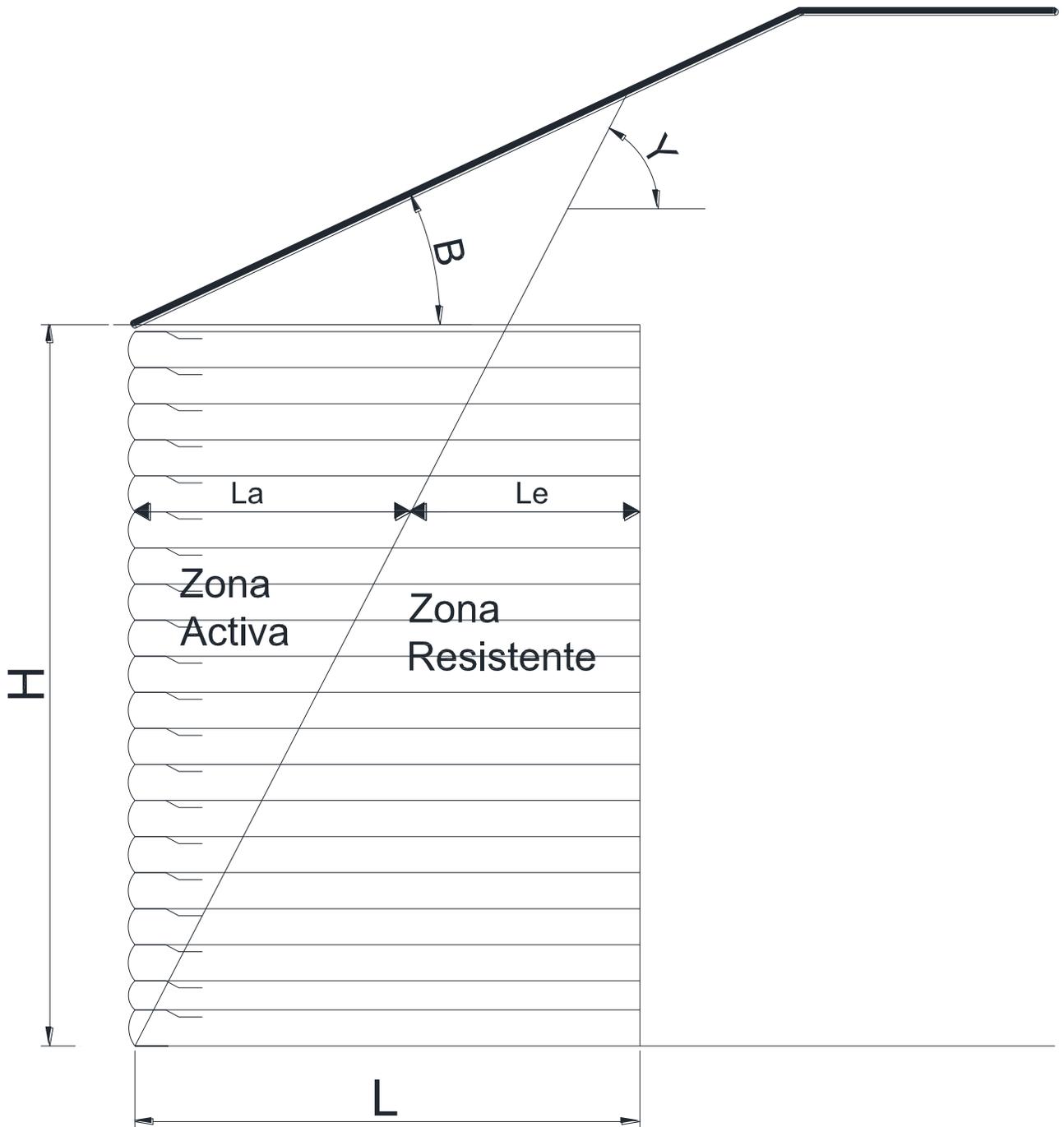


Figura 14. Ubicación de la superficie de falla para la estabilidad interna del Muro. Para el caso de muros verticales, el ángulo $\gamma = 45 + \phi/2$, en caso de

que la cara del muro tenga una inclinación mayor de 10° o más con respecto a la vertical se toma la siguiente expresión:

$$\tan(Y - \varphi) = \frac{-\tan(\varphi - \beta) \sqrt{\tan(\varphi - \beta) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi + \theta - 90)] [1 + \tan(\delta + 90 - \theta) \cot(\varphi + \theta - 90)]}}{1 + \tan(\delta + 90 - \theta) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi + \theta - 90)]}$$

Con $\delta = \beta$

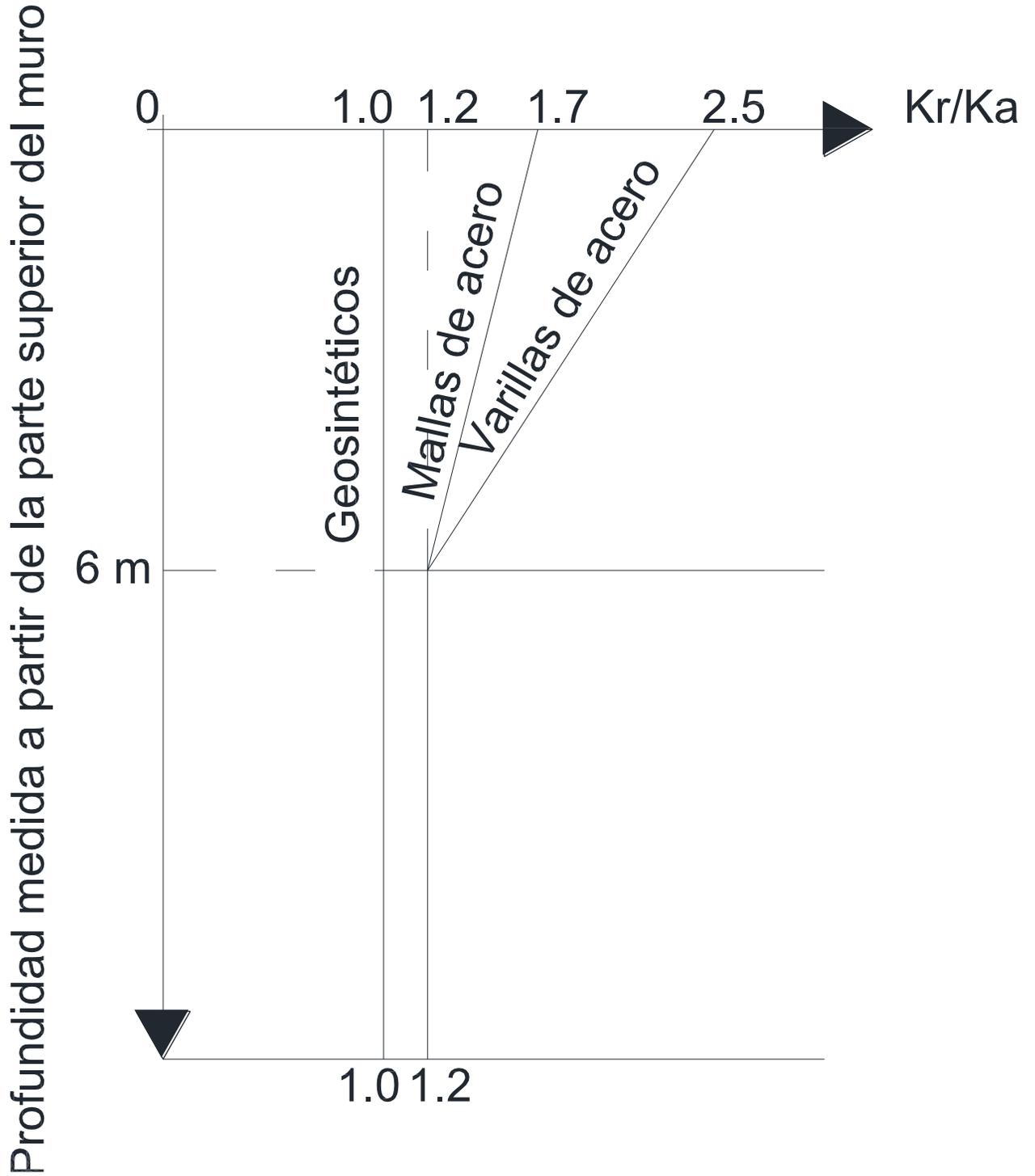


Figura 15. Relación de esfuerzo-profundidad en muros mecánicamente estabilizados.

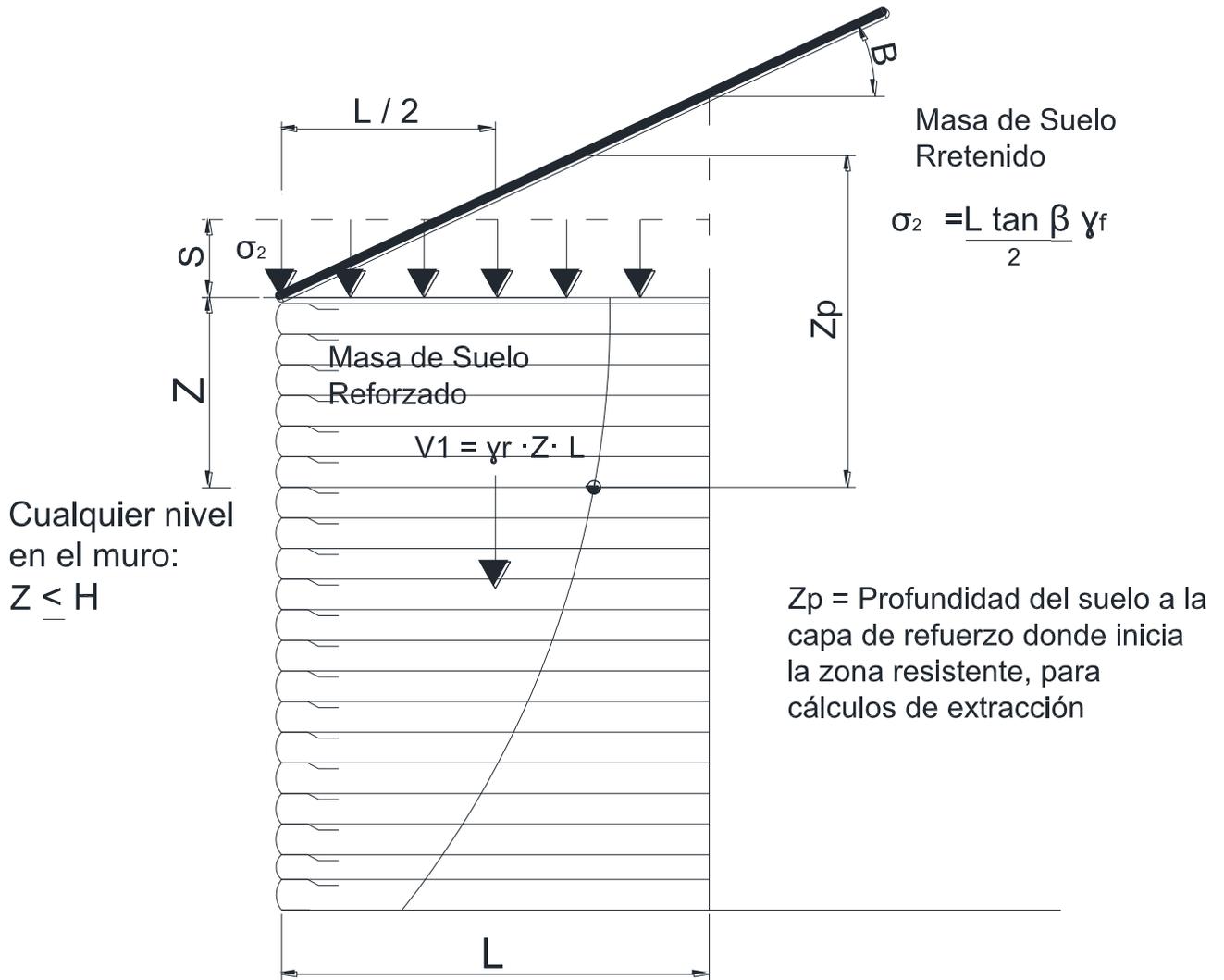


Figura 16. Cálculo de esfuerzo vertical para condiciones en las que el relleno está en talud.

$$\sigma_v = \gamma_r Z_i + \sigma_2 + q + \Delta\sigma_{v_i} \quad (30)$$

Por lo que $K_r = K_a$ como se muestra en la figura 15 y Z es la profundidad referenciada a la capa por debajo de la parte superior del muro.

$\Delta\sigma_v$ = es el incremento de esfuerzo vertical debido a cargas concentradas usando una distribución piramidal 2V:1H como muestra la figura 17.

$\Delta\sigma_h$ = es el incremento de esfuerzo horizontal debido a cargas concentradas de forma horizontal. (Figura 18).

- b. Calcular la tensión máxima “ T_{max} ” en cada capa de refuerzo, basado en el espaciamiento entre las capas S_v , lo que da:

$$T_{max_i} = \sigma_{H_i} \cdot S_{v_i} \quad (31a)$$

“ T_{max} ” puede ser calculado en cada nivel de refuerzo en caso de que el geosintético no cubra en su totalidad la superficie reforzada, esto se puede presentar cuando se proponga en el diseño bandas de geosintético.

$$T_{max_i} = \frac{\sigma_{H_i} \cdot S_{v_i}}{R_c} \quad (31b)$$

- c. Calcular la estabilidad interna con respecto a que se presente una ruptura del geosintético, por lo que esta estabilidad debe mantener la siguiente condición:

$$T_a \geq \frac{T_{max}}{R_c} \quad (32)$$

Donde:

R_c = es la relación de cobertura

$$R_c = b/S_h \quad (3)$$

T_a = es la fuerza de tensión admisible en el refuerzo.

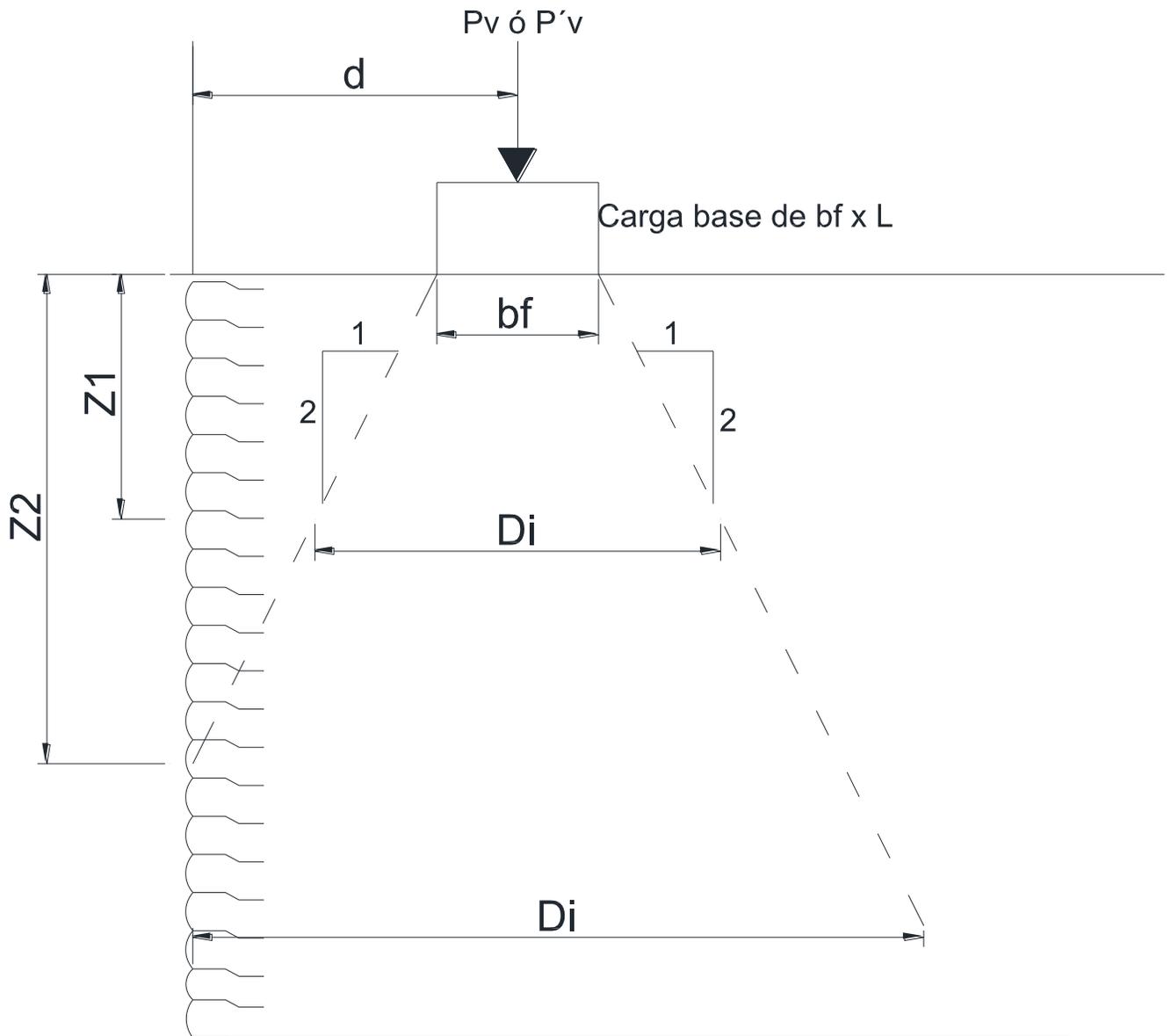


Figura 17. Distribución del esfuerzo cuando se presentan cargas concentradas Pv para cálculos de estabilidad interna y externa.

Dadas las condiciones en esta figura 17, podemos obtener las siguientes expresiones:

Para $Z1 \leq Z2$:

$$Di = bf + Z1$$

Para $Z1 > Z2$:

$$Di = \frac{bf + Z1}{2} + d$$

Por lo tanto, para cargas en banda:

$$\Delta\sigma_v = \frac{Pv}{Di}$$

Para base de carga aislada:

$$\Delta\sigma_v = \frac{P'v}{Di(L + Z1)}$$

Para cargas puntuales:

$$\Delta\sigma_v = \frac{P'v}{Di^2} \quad \text{con un } bf = 0$$

Donde: Di = longitud efectiva de la aplicación de la carga a cualquier profundidad.

bf = ancho de aplicación de la carga base

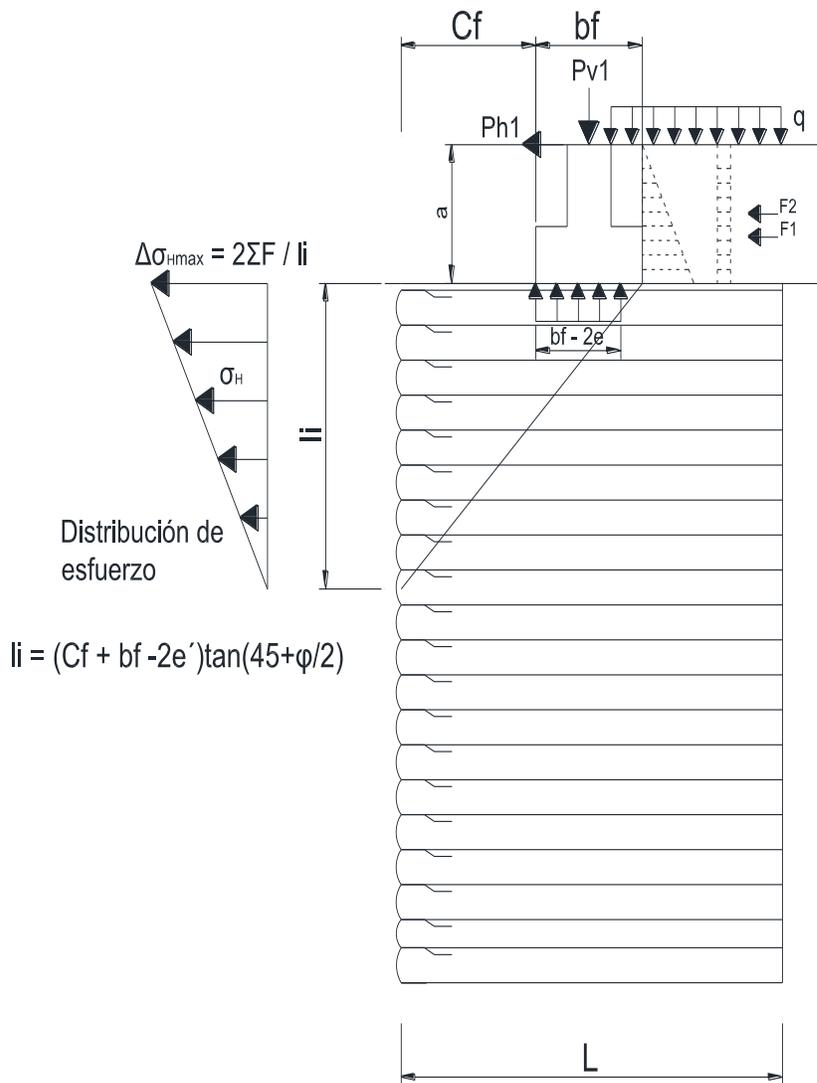
L = Longitud de la carga base.

P_v = carga por metro lineal de la carga base.

$P'v$ = Carga base aislada o cargas puntuales.

Z_2 = Profundidad donde el ancho efectivo intersecta con la parte posterior a la cara del muro

$$Z_2 = 2d - bf$$



$$\Sigma F = P_{HI} + F1 + F2$$

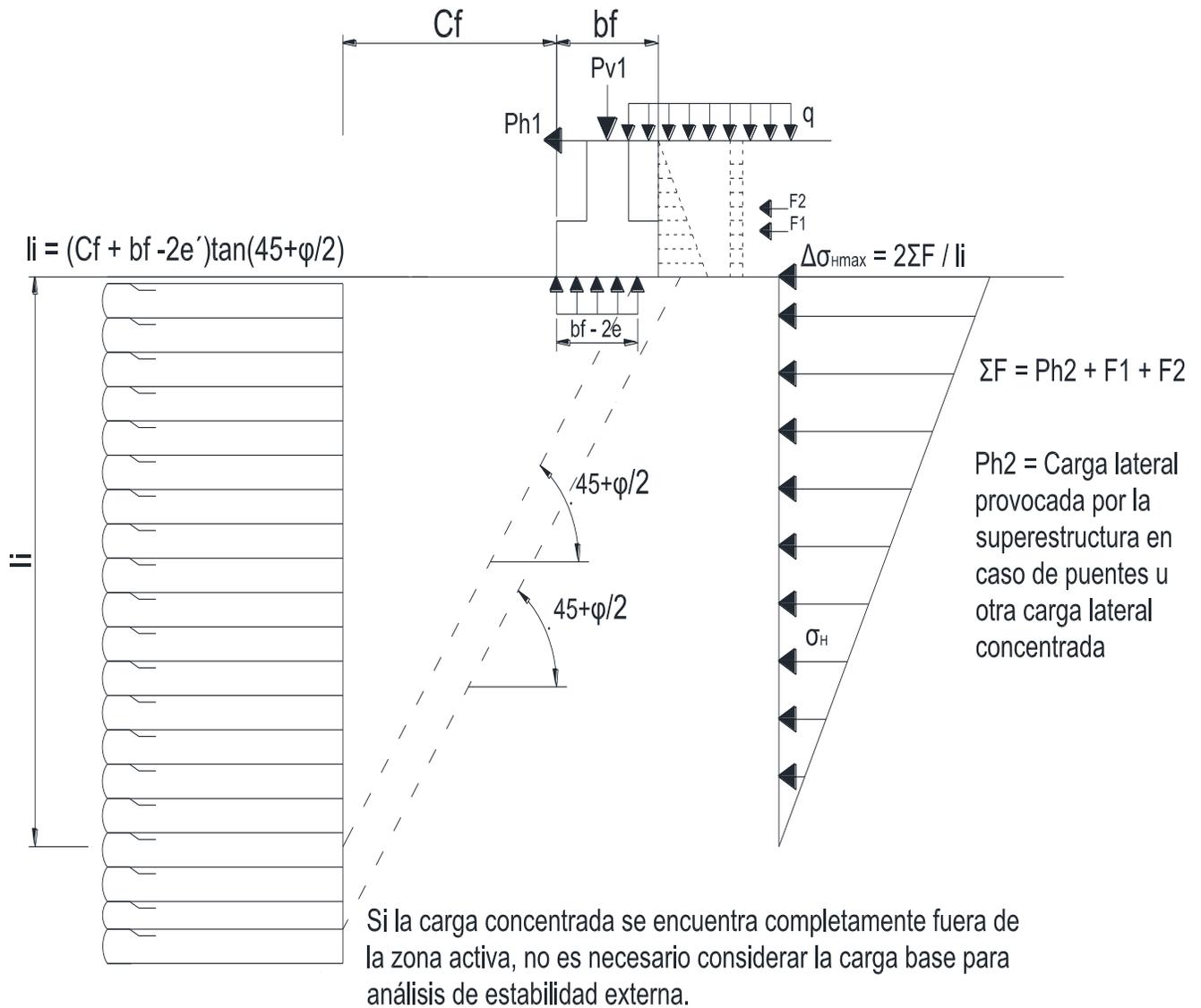
$F1$ = Fuerza lateral provocada por la presión de tierra.

$F2$ = Fuerza lateral provocada por la sobrecarga del tráfico.

P_{HI} = Fuerza lateral provocada por la superestructura en caso de puentes u otra carga lateral debido a una carga concentrada.

e' = excentricidad de la resultante en la base de la carga concentrada.

**Figura 18. Distribución de esfuerzos para cálculos de estabilidad interna.
Fuerzas horizontales.**



**Figura 19. Distribución de esfuerzos para cálculos de estabilidad externa.
Fuerzas horizontales.**

3.4.2 Longitud máxima efectiva de refuerzo.

La estabilidad con respecto a la extracción del geosintético requiere que el siguiente criterio sea establecido:

$$T_{max} = \frac{1}{FS_{PO}} F^* \cdot \gamma \cdot Z_p \cdot L_e \cdot C \cdot R_c \cdot \alpha \quad (33)$$

Donde:

FS_{PO} = Factor de seguridad en contra de la extracción ≥ 1.5 .

T_{max} = Tensión Máxima del refuerzo.

$C = 2$ para refuerzos de mallas.

α = Factor de corrección a escala. (Ver capítulo 3, sección 3.3).

F^* = Factor de resistencia a la extracción. (Ver capítulo 3, sección 3.3).

R_c = Relación de cobertura. (Ver capítulo 3, sección 3.5).

γZ_p = Presión de vertical a una profundidad dada, incluyendo las cargas muertas e ignorando las cargas vivas, por ejemplo el tráfico vehicular en su caso.

L_e = Longitud de empotramiento en la zona resistente. Cabe notar que el límite entre la zona resistente y la zona activa puede ser modificada por cargas concentradas (véase figuras 18 y 19).

Por lo tanto, la longitud de empotramiento requerido en la zona resistente; es decir, fuera de la superficie de falla, puede determinarse de la siguiente manera:

$$L_e \geq \frac{1.5 \cdot T_{max}}{C \cdot \tan\phi \cdot C_i \cdot \gamma_r \cdot Z_p \cdot R_c \cdot \alpha} \geq 1m \quad (34)$$

Si el criterio anterior no es satisfactorio para todas las capas de refuerzo, la longitud de refuerzo se incrementa o se implementa un refuerzo con una mayor resistencia a la extracción, o el espaciamiento vertical de las capas de geosintético puede ser reducido el cual provocaría una reducción a la tensión máxima del refuerzo “ T_{max} ”

La longitud de geosintético necesaria para evitar la falla por elongación o ruptura, está dada por la longitud de la parte posterior de la cara del muro al plano de falla, también llamada longitud en la zona activa. Esta es obtenida de la figura 14 para estructuras simples, sin soportar cargas externas concentradas, basándose en esta figura tenemos la siguiente relación:

En el caso de muros verticales con rellenos horizontales:

$$L_a = (H - Z) \cdot \tan(45 - \phi/2) \quad (35)$$

Donde: Z = profundidad del refuerzo a partir de la parte superior del muro.

Por lo tanto, la longitud máxima efectiva del refuerzo “L” requerida para la estabilidad interna está determinada por la suma de la longitud en la zona activa y la longitud de empotramiento:

$$L = L_e + L_a \quad (36)$$

Comparando esta longitud calculada con la longitud propuesta al inicio del cálculo (véase sección 4.2.1), de esta manera nos da una propuesta efectiva para el funcionamiento del muro. Para facilidad de construcción, una longitud uniforme se puede proponer en todas las capas de geosintético, basada en la máxima longitud efectiva requerida, sin embargo, la longitud dada con la combinación de los

análisis externo e interno puede ser utilizada y por lo tanto la longitud incrementara con respecto a la altura del muro, manteniendo el mismo funcionamiento.

3.4.3 Análisis de estabilidad interna con cargas sísmicas.

Las fuerzas sísmicas producen una fuerza inercial “ P_I ” actuando horizontalmente conjunto con las fuerzas estáticas. Esta fuerza puede seguir un incremento dinámico, que eleva por consecuencia las fuerzas de tensión en los refuerzos. Asumimos que la ubicación y la pendiente de la línea máxima de fuerzas de tensión no cambian durante los eventos sísmicos; por lo tanto, el análisis de estabilidad interna incluyendo las cargas sísmicas se obtiene de la siguiente manera:

- a. Calcular la aceleración máxima en el muro y la fuerza P_I actuando por encima de la base del muro:

$$P_I = A_m W_A \quad (37)$$

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (17)$$

Dónde:

W_A = es el peso de la zona activa

A = Coeficiente de aceleración máxima del terreno.

- b. Calcular la carga estática máxima aplicada a el refuerzo horizontal “ T_{max} ”, calculando el esfuerzo horizontal σ_H usando el coeficiente K previamente desarrollado (véase sección 4.4.1 y figura 15)

$$\sigma_H = K\sigma_v + \Delta\sigma_h = K\gamma Z + \Delta\sigma_h K + \Delta\sigma_h \quad (29)$$

Por lo que calculamos la componente de la fuerza de tensión máxima:

$$T_{max} = \sigma_H \cdot S_v \quad (31a)$$

- c. Calcular el incremento dinámico “ T_{md} ” directamente inducido por la fuerza de inercia en los refuerzos, distribuido en los diferentes refuerzos proporcionalmente a su “área resistente” (L_{ei}), por lo que tenemos que el incremento dinámico es:

$$T_{md} = P_I \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n L_{ei}} \quad (38)$$

- d. Por lo tanto la fuerza de tensión máxima es:

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (39)$$

Con la fuerza de tensión obtenida, incluyendo las cargas sísmicas, revisamos la estabilidad de la estructura con respecto a la ruptura y la extracción del geosintético, con un factor de seguridad sísmico del 75 por ciento del factor de seguridad mínimo admisible.

Para la falla por ruptura del geosintético, los refuerzos se deben de diseñar para resistir las cargas estáticas y dinámicas por lo que debe cumplir las siguientes condiciones:

Para cargas estáticas:

$$T_{max} \leq \frac{S_{rs} \times R_c}{(0.75)RF \times FS} \quad (40a)$$

Para las cargas dinámicas, donde la carga es aplicada por un tiempo corto, una reducción por fluencia no es requerida; por lo tanto:

$$T_{md} \leq \frac{S_{rt} \times R_c}{(0.75)FS \cdot RF_D \cdot RF_{ID}} \quad (40b)$$

Entonces, el esfuerzo último requerido para los refuerzos con geosintéticos es:

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (40c)$$

Donde:

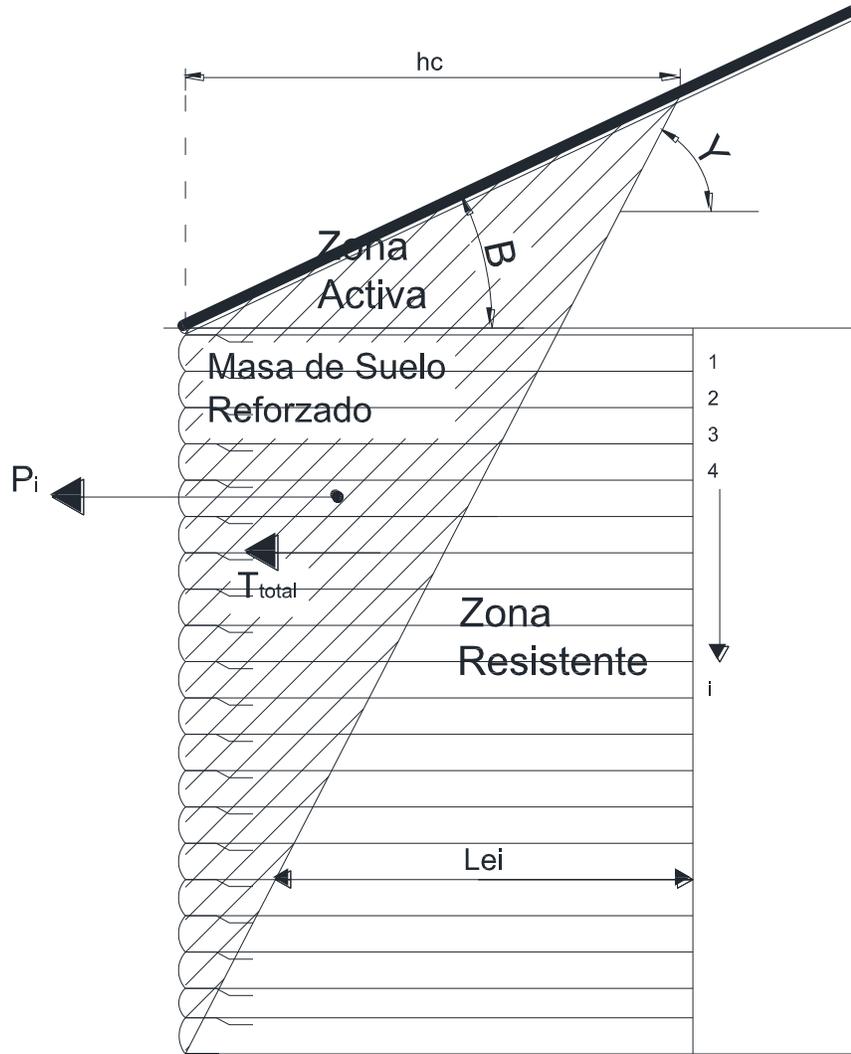
S_{rs} = es el esfuerzo del refuerzo necesario para resistir las cargas estáticas.

S_{rt} = es el esfuerzo del refuerzo necesario para resistir las cargas dinámicas o transitorias.

Para evitar la extracción aún bajo cargas sísmicas, para todos los refuerzos, el coeficiente de fricción para F^* se podría reducir al 80 por ciento del valor estático, lo que nos da:

$$T_{total} \leq \frac{P_r R_c}{0.75 F S_{p0}} = \frac{C \cdot (0.8 F^*)}{0.75 \cdot 1.5} \cdot \gamma Z' \cdot L_s R_c \alpha \quad (41)$$

La extensibilidad de los refuerzos afecta a la rigidez general de la masa de suelo reforzado puesto que la reduce, esperando tener una influencia en el diagrama de diseño para presión lateral de tierra inducido por la carga sísmica.



P_i = Fuerza inercial interna debida al peso del relleno dentro de la zona activa.

L_{ei} = Longitud de refuerzo en la zona resistente, longitud de empotramiento.

T_{max} = Carga aplicada a cada refuerzo debido a las cargas estáticas.

T_{md} = Carga aplicada en cada refuerzo debido a las cargas dinámicas.

T_{total} = Carga total aplicada en cada refuerzo.

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

Figura 20. Estabilidad sísmica interna en muros mecánicamente estabilizados.

3.4.4 Espaciamiento de los refuerzos.

El uso de una sección constante de refuerzos y el espaciamiento para la altura total del muro mecánicamente estabilizado, normalmente se propone más material de refuerzo cerca de la parte superior del muro puesto que es requerido para la estabilidad. Por lo tanto, para un diseño más económico se puede variar la densidad del refuerzo con respecto a la profundidad. Sin embargo, para proporcionar una masa de suelo reforzado coherente, el espaciamiento vertical de los refuerzos principales no debe exceder los 800 mm.

3.5 Metodología de diseño para muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos.

Dadas las condiciones mostradas en la figura 21, en la que se requiere un muro que retenga un relleno horizontal; teniendo definida la geometría del muro para la aplicación pertinente ([sección 1.1](#)), tras obtener los datos de laboratorio mediante una evaluación del sitio a construir y tomar en cuenta los materiales existentes en el lugar ([sección 1.2](#)), conjunto a las cargas que estarán aplicadas a lo largo de su vida útil, podemos considerar una serie de pasos a seguir para el diseño de muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos, dados de la siguiente manera:

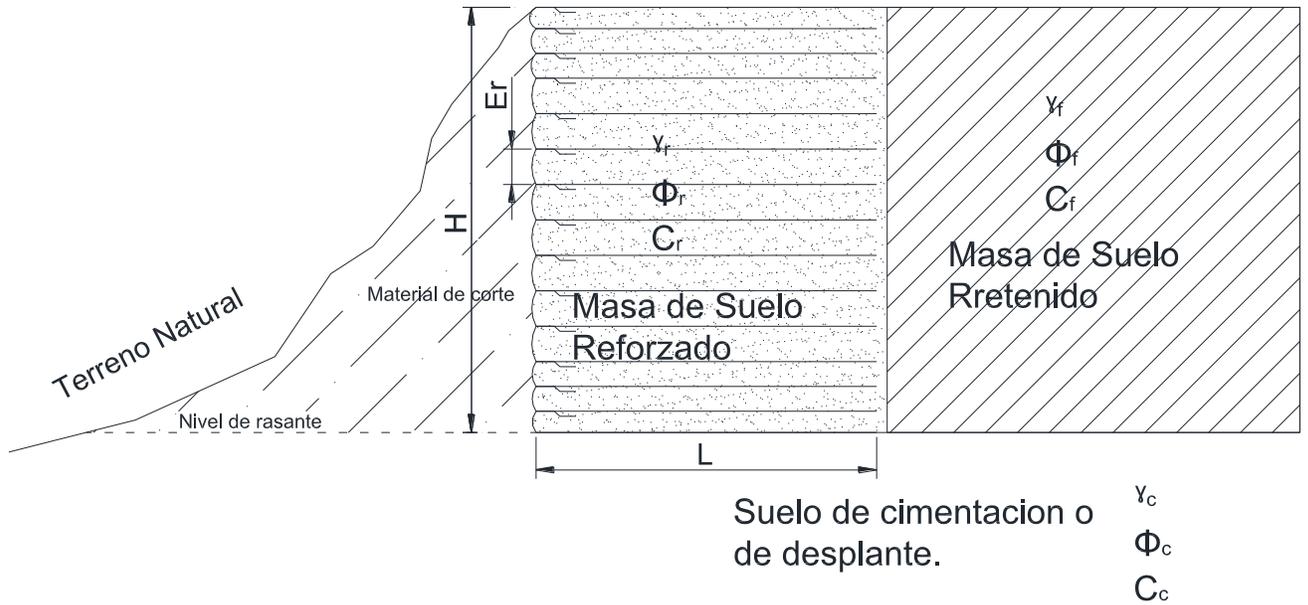


Figura 21. Condiciones dadas para el diseño de un muro mecánicamente estabilizado. Definimos la geometría del muro mecánicamente estabilizado de la siguiente manera, considerando las variables mostradas en la figura 21:

H = Altura del muro

$H = 5 \text{ m}$.

L = Longitud de refuerzo. Se recomienda que la longitud de refuerzo este considerada como mínimo una relación de $L = 0.7H$ ([sección 3.2.1](#)), por el contrario, si las condiciones dadas a lo largo de la metodología de diseño no son satisfactorias, es probable que se requiera un incremento a la longitud de refuerzo. Por lo tanto, proponemos una longitud de refuerzo para este caso de: $L = 5 \text{ m}$.

E_r = Espaciamiento entre refuerzos. Consideramos, a criterio del diseñador, la forma de acomodo de cada capa de geosintéticos en la vertical del muro; sin embargo, podemos proponer un espacio constante entre capas de refuerzo ([sección 3.4.4](#)), para que al finalizar el diseño, se conozca las reacciones correspondientes de las capas de refuerzo. En este caso consideramos un espaciamiento de: $E_r = 0.50 \text{ m}$.

Paso 2. Definimos, mediante datos previamente obtenidos, las propiedades de los suelos que van a interactuar en el muro mecánicamente estabilizado, por lo que se

necesita primordialmente los pesos específicos de cada suelo, la cohesión, y su ángulo de fricción interna; además de las propiedades del geosintético que utilizará, sin embargo en este caso usaremos los valores más conservadores para darle mayor seguridad al diseño, por lo tanto tenemos:

- Propiedades de los suelos.

1. Para suelo de cimentación o suelo de desplante:

$$\gamma_c = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$c_c = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi_c = 30^\circ$$

2. Para masa de suelo retenido:

$$\gamma_f = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$c_f = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi_f = 28^\circ$$

3. Para masa de suelo reforzado:

$$\gamma_r = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$c_r = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi_r = 28^\circ$$

- Propiedades del geosintético. ([sección 2.3](#))

1. Perímetro Unitario Efectivo de Refuerzo. En caso de mallas, redes y bandas se considera un valor de:

$$C = 2.00$$

2. Coeficiente de interacción dado por pruebas de extracción, en dado caso que no se tenga el valor, se puede tomar como valor mínimo:

$$C_i = 0.66.$$

3. Factor de corrección. En la ausencia de datos de ensayes, el valor recomendado para el uso de una geomalla es:

$$\alpha = 0.8$$

4. Coeficiente de fricción de la interacción suelo/refuerzo. Este coeficiente de fricción es probable que no esté disponible, por lo que en este caso se considerara:

$$\rho = 0$$

Paso 3. Se establecen factores de seguridad mínimos ([sección 1.4.1](#))

En el análisis de estabilidad externa.

- Al deslizamiento: F.S. ≥ 1.5
- A la capacidad de carga o de soporte: F.S. ≥ 2.5
- Excentricidad: $e \leq L/6$
- Estabilidad de asentamiento: F.S. ≥ 1.3

Factores de seguridad mínimos en el análisis de estabilidad interna.

- Resistencia a la extracción: F.S. ≥ 1.5
- Resistencia a la Tensión: en geosintéticos se calcula T_a (Tensión máximas)

Paso 4. Verificamos las cargas vivas y cargas muertas que se aplican al Muro, en este caso, tendremos una carga distribuida ubicada en la parte superior del muro, como se muestra en la figura 22, tomando en cuenta que puede existir paso vehicular o cualquier tipo de carga intermitente que afecte la funcionalidad del muro, implementándolo en el análisis de estabilidad externa. Sin embargo, es probable que puedan existir cargas puntuales permanentes ([sección 3.4.1-a](#)), por lo que deben estar consideradas puesto que, en su caso, existirá un incremento de esfuerzos que veremos reflejada en el análisis de estabilidad interna.

Para el análisis de este ejercicio se utilizara una carga distribuida $q = 10 \text{ KN/m}$.

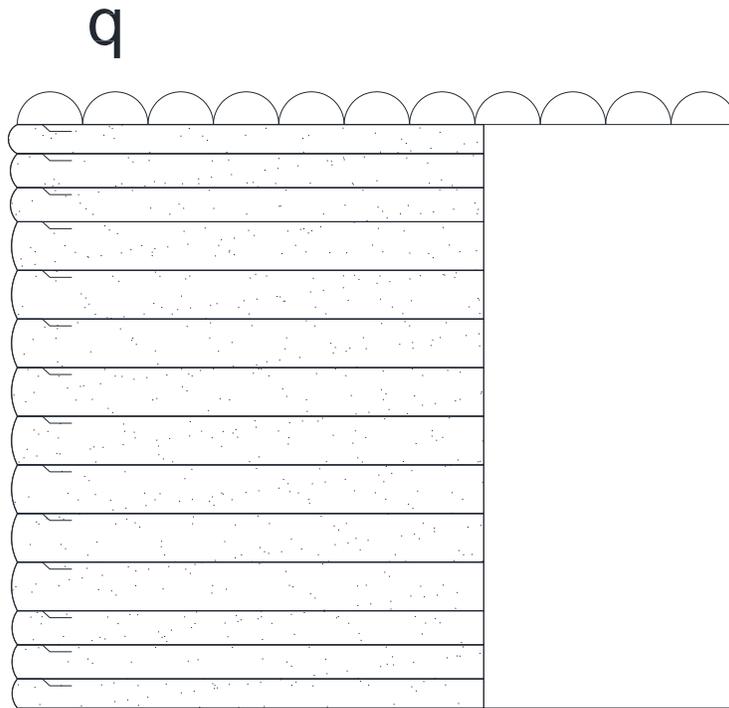


Figura 22. Carga distribuida en el muro mecánicamente estabilizado

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA.

Paso 5. Requerimos conocer los diagramas de presiones desarrollados a partir de la parte posterior a la cara del muro; es decir, al final de la longitud de refuerzo propuesta en el *paso 1*, por lo que se considera, a partir de este punto, un cuerpo rígido, como se muestra en la figura 23. Por lo tanto, el diagrama de presiones que ejerce la masa de suelo retenido se da de la siguiente manera:

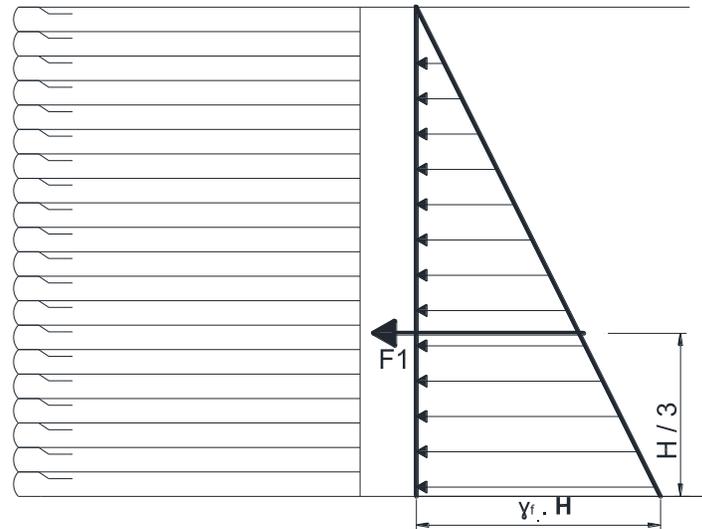


Figura 23. Diagrama de presiones ejercida por la masa de suelo retenido.

La finalidad de obtener este diagrama de presiones es encontrar la magnitud y ubicación de las fuerzas actuantes, en este caso la Fuerza “F1” (figura 8), entonces, aplicando el coeficiente activo de presiones cuando el muro sea vertical, es decir, 90° con respecto a la horizontal, tenemos que:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_f}{2} \right) \quad (5)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{28}{2} \right) = 0.36$$

Si:

$$F_1 = \frac{1}{2} k_a \gamma_f H^2$$

Entonces:

$$F_1 = \frac{1}{2} (0.36) \left(20 \frac{KN}{m^3} \right) (5m)^2 = 90.26 KN/m$$

Ubicada a:

$$h_1 = \frac{1}{3} \cdot H = \frac{1}{3} \cdot 5 = 1.67 m$$

De la misma manera, encontramos la distribución de presiones dada por la carga distribuida, como se muestra en la figura 24:

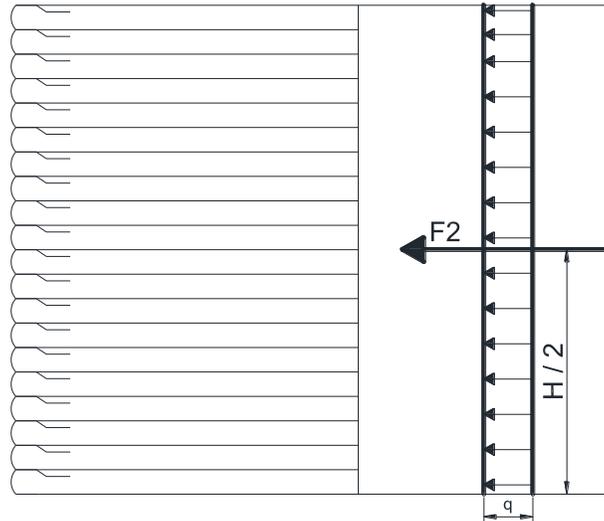


Figura 24. Diagrama de presiones ejercida por la carga uniformemente distribuida.

Entonces tenemos que:

$$F_2 = q \cdot k_a \cdot H$$

$$F_2 = (10)(0.36)(5m) = 18.05 \text{ KN/m}$$

Ubicada a:

$$h_2 = \frac{1}{2} \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 5 = 2.5 \text{ m}$$

Los empujes dinámicos ejercidos durante un movimiento telúrico incrementan la posibilidad de que la estructura falle si no se consideran, por lo que este empuje se añade a las fuerzas estáticas actuantes sobre el muro ([sección 3.3.3](#)). Por lo tanto, es necesario conocer la aceleración sísmica horizontal de la zona en la que se requiera el muro mecánicamente estabilizado ([sección 1.4.1 – Actividad](#)

[Sísmica](#)), aplicando el análisis pseudoestático de Mononobe-Okabe, podemos obtener las fuerzas sísmicas que se aplican al muro, de acuerdo a la figura 13 de este manual. Al tener una aceleración sísmica $A = 0.2$, entonces:

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (17)$$

$$A_m = (1.45 - 0.2)0.2 = 0.25$$

- Calculamos la fuerza de inercia horizontal P_{IR} .

$$P_{IR} = 0.5A_m\gamma_r H^2 \quad \text{para rellenos horizontales} \quad (18)$$

$$P_{IR} = 0.5 \cdot 0.25 \cdot 20 \cdot 5^2 = 62.50 \frac{KN}{m}$$

Ubicada a:

$$\frac{H}{2} = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ m.}$$

- Calculamos el empuje sísmico P_{AE}

$$P_{AE} = 0.375A_m\gamma_f H^2 \quad \text{para rellenos horizontales} \quad (19a)$$

$$50\%P_{AE} = 0.375 \cdot 0.25 \cdot 20 \cdot 5^2 = 23.44 \frac{KN}{m}$$

Ubicada a:

$$0.6H = 0.6 \cdot 5 = 3 \text{ m.}$$

Finalmente, las fuerzas horizontales actuantes en el muro se encuentran de la siguiente manera, en un esquema general:

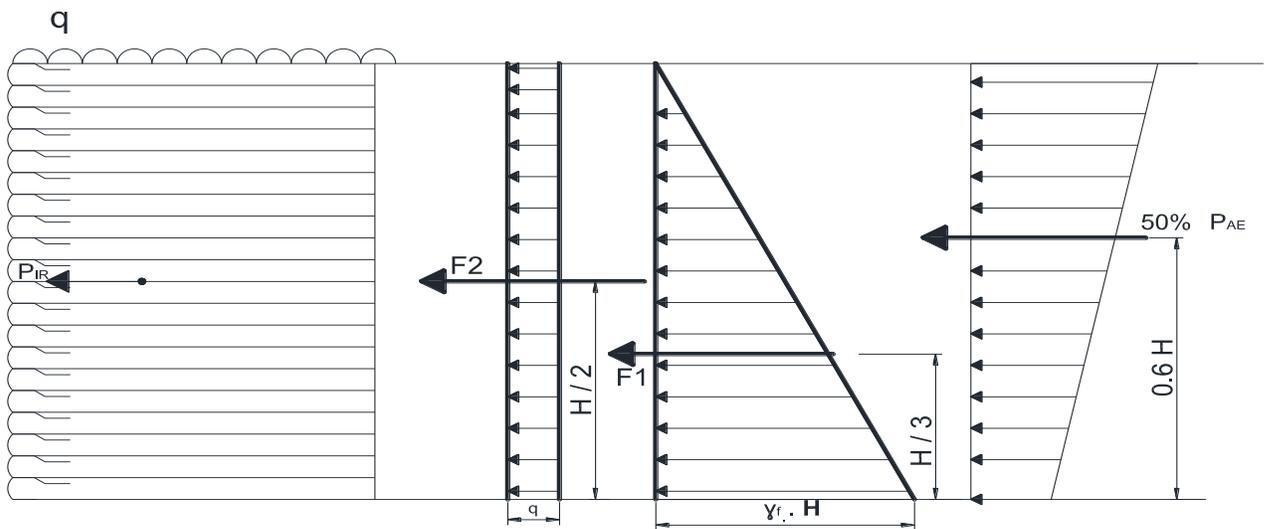


Figura 25. Diagrama de distribución de presiones actuantes en el muro.

Paso 6. Evaluamos las fuerzas verticales que actúan sobre el muro, incluyendo la magnitud y ubicación de la fuerza provocada por la masa de relleno reforzado, por lo tanto tenemos que:

- a) Magnitud y ubicación de la fuerza vertical provocada por el suelo reforzado.

$$V_1 = \gamma_r \cdot H \cdot L = \left(20 \frac{KN}{m^3}\right) \cdot (5m) \cdot (5m) = 500 \frac{KN}{m}$$

Ubicada a:

$$l_{V_1} = 0.5 L$$

$$l_{V_1} = 0.5 \cdot 5 = 2.5 m$$

- b) Magnitud y ubicación de la fuerza vertical provocada la sobrecarga "q".

$$V_2 = q \cdot L = \left(10 \frac{KN}{m^2}\right) \cdot (5m) = 50 \frac{KN}{m}$$

Ubicada a:

$$l_{V_2} = 0.5 L$$

$$l_{V_2} = 0.5 \cdot 5 = 2.5 m$$

La fuerza resultante ejercida por el suelo de desplante o suelo de cimentación es:

$$R = V_1 + V_2 = 500 + 50 = 550 \frac{KN}{m}$$

Paso 7. Ya obtenidas las fuerzas totales actuantes, calculamos el esfuerzo vertical en la base del muro y por consecuente la capacidad última que recibe el suelo de desplante ([sección 3.3.1](#)). Entonces:

- a. Calcular de las fuerzas totales actuantes, dadas en los *pasos 5 y 6*.
- b. Calcular la excentricidad “e” de la resultante de las fuerzas en la base del muro.

En este caso se determina los momentos que actúan en la estructura:

1. Momento de volteo:

$$\begin{aligned} M_v &= (F_1 \cdot h_1) + (F_2 \cdot h_2) + (P_{IR} \cdot H/2) + (50\%P_{AE} \cdot 0.6H) \\ &= (90.26 \cdot 1.67) + (18.05 \cdot 2.5) + (62.50 \cdot 2.5) + (23.44 \cdot 3) \\ &= 422.12 \frac{KN}{m} \cdot m \end{aligned}$$

2. Momento resistente en la aplicación de la presión de soporte, es decir, el momento resistente a la aplicación de cargas F1 y F2:

$$M_{RAP} = \left(V_1 \cdot \frac{L}{2}\right) + \left(V_2 \cdot \frac{L}{2}\right) = \left(500 \cdot \frac{5}{2}\right) + \left(50 \cdot \frac{5}{2}\right) = 1375 \frac{KN}{m} \cdot m$$

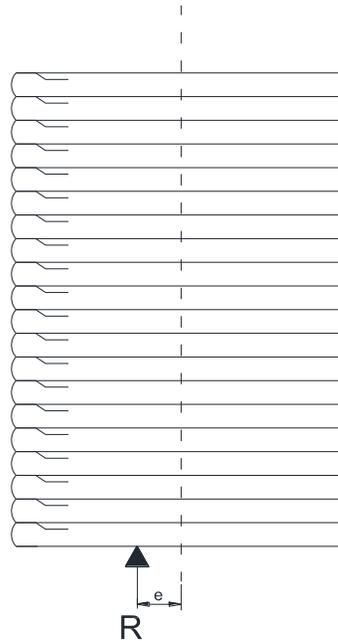


Figura 26. Ubicación de la fuerza resultante.

3. Momento resistente sin que exista una carga externa.

$$M_R = \left(V_1 \cdot \frac{L}{2} \right) = \left(500 \cdot \frac{5}{2} \right) = 1250 \frac{KN}{m} \cdot m$$

Por lo tanto, la excentricidad de la fuerza resultante es:

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_{RAP} - M_V}{V_1 + V_2} = \frac{5}{2} - \frac{1375 - 422.12}{500 + 50} = 0.77 \text{ m.}$$

c. De acuerdo con los factores de seguridad presentados en el *paso 3* tenemos que:

$$e \leq \frac{L}{6}$$

Y

$$\frac{L}{6} = \frac{5}{6} = 0.83 \text{ m}$$

Entonces:

$$e = 0.77 \leq \frac{L}{6} = 0.83 \quad \text{Por lo tanto cumple la condición.}$$

- d. Obtenemos el esfuerzo máximo vertical efectuado en el suelo de desplante o de cimentación de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_V}{L - 2e} \quad (9)$$

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2}{L - 2e} = \frac{500 + 50}{5 - 2 \cdot 0.77} = 158.73 \frac{KN}{m^2}$$

Nota: debemos considerar los incrementos de presión dados por cargas puntuales, como se menciona en el paso 4.

- e. Obtenemos la capacidad de carga del suelo de desplante del muro.

$$q_{ult} = c_c N_c + 0.5(L - 2e)\gamma_c N_\gamma \quad (14)$$

De la [tabla 6](#) obtenemos los factores de capacidad de carga requeridos para un $\phi_c = 30^\circ$:

$$N_c = 30.14$$

$$N_q = 18.40$$

$$N_\gamma = 22.40$$

Por lo tanto:

$$q_{ult} = (1.50)(30.14) + 0.5(5 - 2 \cdot 0.77) \left(18 \frac{KN}{m^3} \right) (22.40)$$

$$q_{ult} = 743.76 \frac{KN}{m^2}$$

Paso 8. Se revisan los factores de seguridad dados en el paso 3. ([sección 3.3.2](#)).

- Factor de seguridad de deslizamiento del muro:

$$F.S._{des} = \frac{\sum Pr}{\sum Pd} \geq 1.5 \quad (10)$$

$$Pr = (V_1 + V_2 + F_v)\mu \quad (11)$$

En el que $\mu = \tan\phi_r = \tan 28 = 0.532$

Entonces:

$$Pr = (500 + 50 + 0)0.53 = 292.44 \frac{KN}{m}$$

Y

$$Pd = F_H \quad (12)$$

Por lo tanto:

$$Pd = F_H = 90.26 + 18.05 + 62.50 + 23.44 = 194.25 \frac{KN}{m}$$

El factor de seguridad de desplazamiento es:

$$F.S._{des} = \frac{\sum Pr}{\sum Pd} = \frac{292.44}{194.25} = 1.51 \geq 1.5$$

Por lo tanto, cumple con la condición de Factor de Seguridad de desplazamiento.

- Factor de seguridad por volteo de acuerdo a la capacidad de soporte del muro:

Está dado por la relación del momento resistente con el momento de volteo:

$$F.S._v = \frac{M_R}{M_v} = \frac{1250}{422.12} = 2.96 \geq 2.5$$

Por lo tanto, cumple con la condición de factor de seguridad por volteo.

- Condición de carga admisible con respecto al esfuerzo vertical aplicado en la base del muro:

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{F.S.}$$

$$q_a = \frac{q_{ult}}{F.S.} = \frac{743.76}{2.5} = 297.50 \frac{KN}{m^2}$$

$$158.73 \leq 297.50$$

Por lo tanto cumple la condición de carga admisible.

Nota: debemos cumplir cada una de las condiciones, así como también los factores de seguridad dados en la estabilidad externa; de esta manera podremos conocer si es factible o no la construcción del muro mecánicamente estabilizado con las propiedades dadas en el sitio, en caso de que no se cumplan no es conveniente pasar al análisis de estabilidad interna y por lo tanto tenemos que hacer una serie de estudios de materiales y requerimientos para la factibilidad del muro en cada caso.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA.

Paso 9. Dado el espaciamiento entre capas de refuerzo, propuesto en el *paso 1*, creamos las capas necesarias como se muestran a continuación:

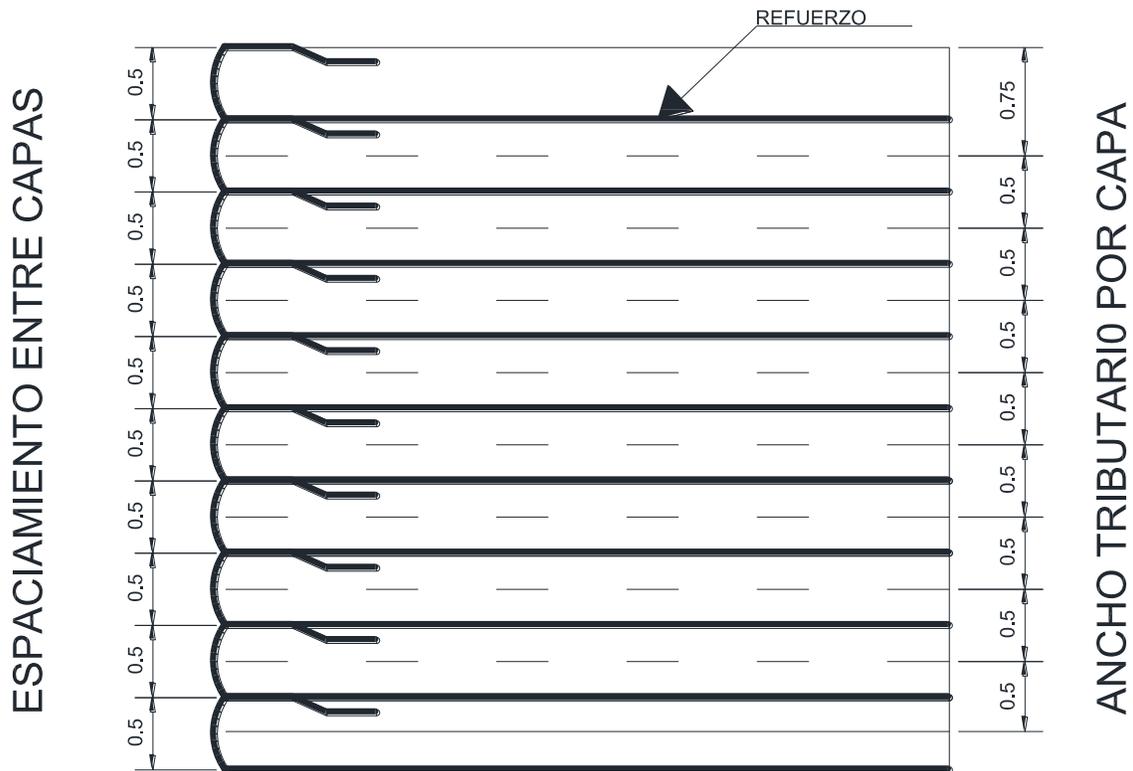


Figura 27. Espaciamiento y ancho tributario por capa de refuerzo.

Como podemos observar, los anchos tributarios “Sv” es la zona en donde actúa la capa de geosintético, de acuerdo al espaciamiento propuesto inicialmente. Por lo tanto, como la última capa es la más crítica, puesto que recibe toda la carga de la masa de suelo reforzado y es la menos resistente a las fuerzas de tensión de acuerdo a la superficie de falla ([figura 14](#)), comprobamos que no exista un deslizamiento en este punto, por lo tanto:

Si las fuerzas provocadas están bajo la condición del coeficiente activo de presiones de la masa de suelo reforzado, entonces tenemos:

$$K_{ar} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_r}{2} \right)$$

$$K_{ar} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{28}{2} \right) = 0.36$$

Entonces:

$$F_{a1} @ primer refuerzo = \frac{1}{2} \gamma_r Z_{ult}^2 K_{ar}$$

$$F_{a1} @ primer refuerzo = \frac{1}{2} (20)(5.0^2)(0.36) = 90.26 \frac{KN}{m}$$

$$F_{a2} @ primer refuerzo = q Z_{ult} K_{ar}$$

$$F_{a2} @ primer refuerzo = (10)(5)(0.36) = 18.05 \frac{KN}{m}$$

Por lo tanto el factor de seguridad del deslizamiento en el primer refuerzo es:

$$F.S._{des@primer refuerzo} = \frac{\gamma_r \cdot Z_{ult} \cdot L \cdot \tan \varphi_r \cdot C_i}{F_{a1} + F_{a2}}$$

$$F.S._{des@primer refuerzo} = \frac{20 \cdot 5.0 \cdot 5 \cdot \tan 28 \cdot 0.8}{90.26 + 18.05} = 1.62 \geq 1.5$$

Se deduce que no existe desplazamiento del primer refuerzo.

Paso 10. Calculamos la tensión máxima por capa de refuerzo: ([sección 3.4.1](#))

$$T_{max} = \sigma_H \cdot S_v \quad (31a)$$

Dónde:

S_v = es el ancho tributario

σ_{Hi} = esfuerzo horizontal por cada capa de refuerzo.

$$\sigma_{Hi} = K_r (\gamma_r \cdot Z_i + q)$$

Por lo tanto la tensión máxima por cada capa de refuerzo es:

$$T_{max} = K_r (\gamma_r \cdot Z_i + q) \cdot S_v$$

Nota: en caso de tener cargas puntuales, aumentar respectivamente los incrementos de esfuerzo tanto vertical como horizontal como se menciona en el paso 2.

La tensión a la que está sometida cada una de las capas de refuerzo se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Capa 1: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_1 + q) \cdot Sv_1 = 0.36((20 \cdot 0.5) + 10) \cdot 0.75 = 5.42 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 2: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_2 + q) \cdot Sv_2 = 0.36((20 \cdot 1.0) + 10) \cdot 0.5 = 5.42 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 3: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_3 + q) \cdot Sv_3 = 0.36((20 \cdot 1.5) + 10) \cdot 0.5 = 7.22 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 4: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_4 + q) \cdot Sv_4 = 0.36((20 \cdot 2.0) + 10) \cdot 0.5 = 9.03 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 5: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_5 + q) \cdot Sv_5 = 0.36((20 \cdot 2.5) + 10) \cdot 0.5 = 10.83 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 6: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_6 + q) \cdot Sv_6 = 0.36((20 \cdot 3.0) + 10) \cdot 0.5 = 12.64 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 7: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_7 + q) \cdot Sv_7 = 0.36((20 \cdot 3.5) + 10) \cdot 0.5 = 14.44 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 8: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_8 + q) \cdot Sv_8 = 0.36((20 \cdot 4.0) + 10) \cdot 0.5 = 16.25 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 9: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_9 + q) \cdot Sv_9 = 0.36((20 \cdot 4.5) + 10) \cdot 0.5 = 18.05 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 10: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_{10} + q) \cdot Sv_{10} = 0.36((20 \cdot 5.0) + 10) \cdot 0.50 = 19.86 \frac{KN}{m}$$

Paso 11. Diseño.

Con respecto a cada una de las tensiones encontradas por capa en el *paso 10*, y considerando la superficie de falla mostrada en la figura 14 de este manual, podemos calcular la longitud de refuerzo necesaria para la estabilidad interna del muro mecánicamente mstabilizado; por lo tanto, dadas las zonas activa y

resistente de esta superficie de falla -y tomando en cuenta que estas longitudes evitan las fallas tanto de elongación o ruptura, en el caso de la zona activa, y la falla por extracción en la zona resistente ([sección 3.4.2](#))- tenemos:

- Longitud de empotramiento para evitar la falla por extracción.

$$Le \geq \frac{1.5 \cdot T_{max}}{C \cdot \tan\varphi \cdot C_i \cdot \gamma_r \cdot Z_p \cdot R_c \cdot \alpha} \geq 1m \quad (34)$$

Donde:

$$C = 2$$

$$C_i = 0.80$$

Z = Profundidad de capa de refuerzo.

$$R_c = 1$$

$$\alpha = 0.8$$

Por lo tanto la longitud de empotramiento de cada capa es:

$$Le_1 \geq \frac{1.5 \cdot 5.41}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 0.5 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 1.45 \text{ m}$$

$$Le_2 \geq \frac{1.5 \cdot 5.41}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.72 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_3 \geq \frac{1.5 \cdot 7.22}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 1.5 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.64 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_4 \geq \frac{1.5 \cdot 9.03}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 2.0 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.60 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_5 \geq \frac{1.5 \cdot 10.83}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 2.5 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.58 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_6 \geq \frac{1.5 \cdot 12.64}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 3.0 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.56 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_7 \geq \frac{1.5 \cdot 14.44}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 3.5 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.55 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_8 \geq \frac{1.5 \cdot 16.25}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 4.0 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.54 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_9 \geq \frac{1.5 \cdot 18.05}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 4.5 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.54 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_{10} \geq \frac{1.5 \cdot 19.86}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 5.0 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.53 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

Las longitudes de empotramiento encontradas anteriormente consideran como mínimo una longitud de 1 metro, como medida de seguridad para cumplir con la condición dada en la fórmula 34.

- Longitud necesaria para evitar la falla por elongación.

$$L_a = (H - Z) \cdot \tan(45 - \varphi_r/2) \quad (35)$$

$$L_{a1} = (5 - 0.5) \cdot \tan(45 - 28/2) = 2.70 \text{ m}$$

$$L_{a2} = (5 - 1.0) \cdot \tan(45 - 28/2) = 2.40 \text{ m}$$

$$L_{a3} = (5 - 1.5) \cdot \tan(45 - 28/2) = 2.10 \text{ m}$$

$$L_{a4} = (5 - 2.0) \cdot \tan(45 - 28/2) = 1.80 \text{ m}$$

$$L_{a5} = (5 - 2.5) \cdot \tan(45 - 28/2) = 1.50 \text{ m}$$

$$L_{a6} = (5 - 3.0) \cdot \tan(45 - 28/2) = 1.20 \text{ m}$$

$$L_{a7} = (5 - 3.5) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.90 \text{ m}$$

$$L_{a8} = (5 - 4.0) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.60 \text{ m}$$

$$L_{a9} = (5 - 4.5) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.30 \text{ m}$$

$$L_{a10} = (5 - 5.0) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.00 \text{ m}$$

- Longitud efectiva máxima de refuerzo necesaria para el funcionamiento interno del muro mecánicamente estabilizado.

$$L = L_e + L_a \quad (36)$$

$$L_1 = 1.45 + 2.70 = 4.15 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.0 + 2.40 = 3.40 \text{ m}$$

$$L_3 = 1.0 + 2.10 = 3.10 \text{ m}$$

$$L_4 = 1.0 + 1.80 = 2.80 \text{ m}$$

$$L_5 = 1.0 + 1.50 = 2.50 \text{ m}$$

$$L_6 = 1.0 + 1.20 = 2.20 \text{ m}$$

$$L_7 = 1.0 + 0.90 = 1.90 \text{ m}$$

$$L_8 = 1.0 + 0.60 = 1.60 \text{ m}$$

$$L_9 = 1.0 + 0.30 = 1.30 \text{ m}$$

$$L_{10} = 1.0 + 0.00 = 1.00 \text{ m}$$

Paso 12. Calculamos el incremento de tensión dada por fuerzas dinámicas provocadas por sismo. ([sección 3.4.3](#))

$$P_I = A_m W_A \quad (37)$$

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (17)$$

$$A_m = (1.45 - 0.2)0.2 = 0.25$$

$$W_A = A_{\text{zona activa}} \cdot \gamma_r$$

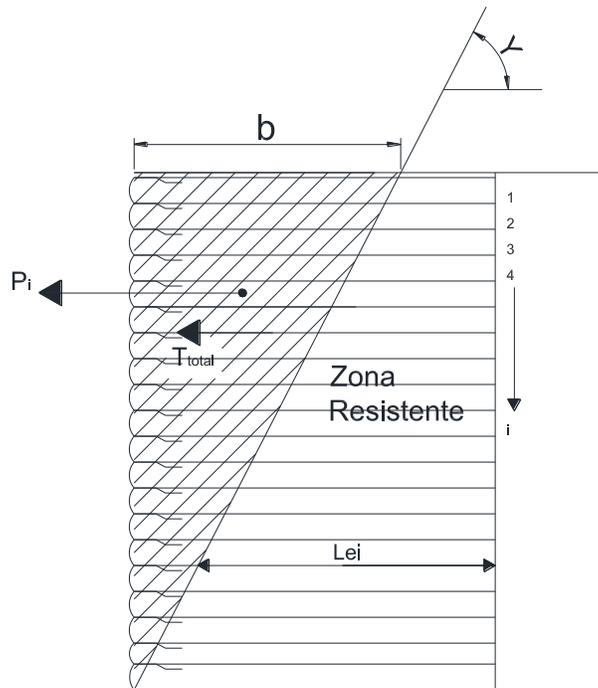


Figura 28. Diagrama de fuerzas sísmicas aplicadas al muro.

De acuerdo al diagrama anterior, el peso de la zona activa “ W_A ” podemos deducirla de la siguiente manera:

$$Area_{zona\ activa} = \frac{H^2 \cdot \tan\left(90 - \left(45 + \frac{\phi_r}{2}\right)\right)}{2}$$

$$Area_{zona\ activa} = \frac{5^2 \cdot \tan\left(90 - \left(45 + \frac{28}{2}\right)\right)}{2} = 7.51\ m^2$$

$$W_A = A_{zona\ activa} \cdot \gamma_r$$

$$W_A = 7.51 \cdot 20 = 150.22\ \frac{KN}{m}$$

Entonces:

$$P_I = A_m W_A \quad (37)$$

$$P_I = 0.25 \cdot 150.22 = 37.55 \frac{KN}{m}$$

El incremento de tensión en cada capa de refuerzo provocada por la fuerza sísmica esta dado:

$$T_{mdi} = P_I \frac{L_{si}}{\sum_{i=1}^n L_{si}} \quad (38)$$

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (39)$$

$$T_{md1} = 37.55 \cdot \frac{1.45}{10.45} = 5.20 \frac{KN}{m}$$

$$T_{md2al9} = 37.55 \cdot \frac{1.0}{10.45} = 3.59 \frac{KN}{m}$$

Por lo tanto, la tensión total por capa de refuerzo es:

$$T_{total1} = 5.20 + 5.42 = 10.62 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total2} = 5.20 + 3.59 = 9.01 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total3} = 7.22 + 3.59 = 10.82 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total4} = 9.03 + 3.59 = 12.62 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total5} = 10.83 + 3.59 = 14.43 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total6} = 12.64 + 3.59 = 16.23 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total7} = 14.44 + 3.59 = 18.04 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total8} = 16.25 + 3.59 = 19.84 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total9} = 18.05 + 3.59 = 21.65 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total10} = 19.86 + 3.59 = 23.45 \frac{KN}{m}$$

Paso 13. Para poder concluir este diseño, necesitamos mantener una visión más allá de los datos obtenidos en este ejemplo, puesto que el diseñador puede proporcionar diferentes tipos combinaciones en las capas de refuerzo, así como también saber en qué momento poder manejar de manera crítica los resultados. Mientras tanto, el ejemplo que realizamos está dado de la manera más eficaz para el funcionamiento del muro.

Por lo tanto, el muro queda de la siguiente manera:

Capa No.	Zi (m)	LT (m)	Tmax (KN/m)	Tension dada en caso de sismo, Ttotal (KN/m)
1	0.5	4.15	5.20	10.62
2	1.0	3.40	5.20	9.01
3	1.5	3.10	7.22	10.82
4	2.0	2.80	9.03	12.62
5	2.5	2.50	20.83	14.43
6	3.0	2.20	12.64	16.23
7	3.5	1.90	14.44	18.04
8	4.0	1.60	16.25	19.84
9	4.5	1.30	18.05	21.65
10	5.0	1.00	19.86	23.45



Como podemos observar, las longitudes totales encontradas no son uniformes, de tal manera que la longitud de refuerzo dada al inicio del ejemplo puede ser utilizada puesto que es mayor a las longitudes encontradas con el análisis de estabilidad interna; sin embargo, se necesita cumplir con la estabilidad externa por lo que se requiere mantener la longitud de refuerzo inicial, el análisis anterior da lugar a que la estabilidad interna del muro cumpla.

Las longitudes y tensión en cada una de las capas de refuerzo dadas anteriormente permite al ingeniero tener criterios adecuados para la construcción, puesto que las medidas encontradas anteriormente son “teóricas”, por lo que para un proyecto ejecutivo del muro se uniformizan las longitudes y las tensiones permitiendo un proceso constructivo más rápido y eficaz; por lo que una alternativa de construcción puede ser la siguiente:

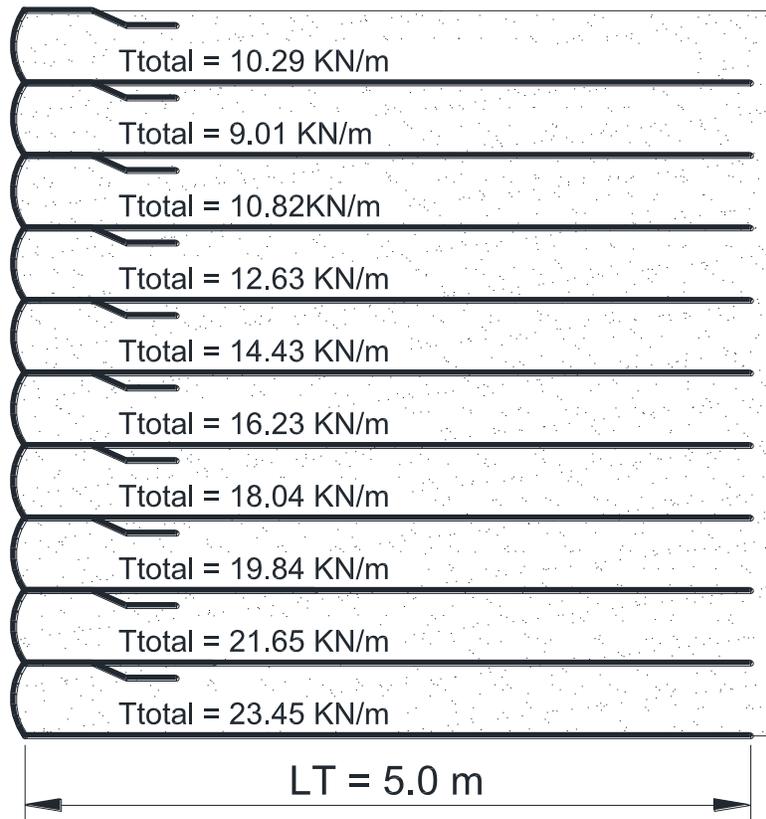


Figura 29. Diseño del muro mecánicamente estabilizado.

Cabe mencionar que las tensiones que se propusieron en la figura anterior están propuestas de acuerdo a la tensión teórica encontrada, sin embargo para poder proponer un adecuado diseño, es necesario conocer las diferentes marcas de geosintéticos existentes en el mercado; y de esta manera dar una mejor propuesta, tomando en cuenta la reducción de costos.

3.5.1 Alternativa de diseño.

Dado el ejercicio anterior, podemos implementar diferentes tipos de espaciamiento en los refuerzos de acuerdo a la calidad de los materiales y el tipo de geosintético utilizado, por el cual se generan diferentes tipos de propuestas en el que, con respecto al criterio del diseñador, dependerá de la factibilidad económica dirigida

al tipo de proyecto, por lo tanto, una alternativa ejemplificada a continuación, de acuerdo a los datos y el análisis tomado en el ejemplo anterior, se continuará a partir del paso 9, entonces se propone el siguiente espaciamiento:

Paso 9. Espaciamiento propuesto.



Figura 30. Propuesta de espaciamiento entre capas de geosintético.

Comprobamos que no exista un deslizamiento en la capa inferior, por lo tanto:

$$K_{ar} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_r}{2} \right)$$

$$K_{ar} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{28}{2} \right) = 0.36$$

Entonces:

$$F_{a1} @ \text{primer refuerzo} = \frac{1}{2} \gamma_r Z_{ult}^2 K_{ar}$$

$$F_{a1} @ primer refuerzo = \frac{1}{2} (20)(5.0^2)(0.36) = 90.26 \frac{KN}{m}$$

$$F_{a2} @ primer refuerzo = qZ_{ult}K_{ar}$$

$$F_{a2} @ primer refuerzo = (10)(5)(0.36) = 18.05 \frac{KN}{m}$$

Por lo tanto, el factor de seguridad del deslizamiento en el primer refuerzo es:

$$F.S._{des@primer refuerzo} = \frac{\gamma_r \cdot Z_{ult} \cdot L \cdot \tan\phi_r \cdot C_i}{F_{a1} + F_{a2}}$$

$$F.S._{des@primer refuerzo} = \frac{20 \cdot 5.0 \cdot 5 \cdot \tan 28 \cdot 0.8}{90.26 + 18.05} = 1.62 \geq 1.5$$

Deducimos que no existe desplazamiento del primer refuerzo.

Paso 10. Calculamos la tensión máxima por capa de refuerzo en la sección propuesta:

$$Tmax = K_r(\gamma_r \cdot Z_i + q) \cdot Sv$$

La tensión en cada una de las capas según el espaciamiento propuesto es:

$$\text{Capa 1: } Tmax = K_r(\gamma_r \cdot Z_1 + q) \cdot Sv_1 = 0.36((20 \cdot 0.7) + 10) \cdot 1.1 = 9.53 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 2: } Tmax = K_r(\gamma_r \cdot Z_2 + q) \cdot Sv_2 = 0.36((20 \cdot 1.5) + 10) \cdot 0.65 = 9.39 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 3: } Tmax = K_r(\gamma_r \cdot Z_3 + q) \cdot Sv_3 = 0.36((20 \cdot 2.0) + 10) \cdot 0.5 = 9.03 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 4: } Tmax = K_r(\gamma_r \cdot Z_4 + q) \cdot Sv_4 = 0.36((20 \cdot 2.5) + 10) \cdot 0.5 = 10.83 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 5: } Tmax = K_r(\gamma_r \cdot Z_5 + q) \cdot Sv_5 = 0.36((20 \cdot 3.0) + 10) \cdot 0.5 = 12.64 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 6: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_6 + q) \cdot Sv_6 = 0.36((20 \cdot 3.5) + 10) \cdot 0.4 = 11.55 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 7: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_7 + q) \cdot Sv_7 = 0.36((20 \cdot 3.8) + 10) \cdot 0.3 = 9.31 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 8: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_8 + q) \cdot Sv_8 = 0.36((20 \cdot 4.1) + 10) \cdot 0.3 = 9.96 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 9: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_9 + q) \cdot Sv_9 = 0.36((20 \cdot 4.4) + 10) \cdot 0.3 = 10.61 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 10: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_{10} + q) \cdot Sv_{10} = 0.36((20 \cdot 4.7) + 10) \cdot 0.3 = 11.26 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Capa 11: } T_{max} = K_r(\gamma_r \cdot Z_{11} + q) \cdot Sv_{10} = 0.36((20 \cdot 5) + 10) \cdot 0.30 = 11.91 \frac{KN}{m}$$

Paso 11. Diseño.

Con respecto a cada una de las tensiones encontradas por capa en el *paso 10* para el dimensionamiento propuesto, encontramos las siguientes longitudes de diseño:

- Longitud de empotramiento

$$Le \geq \frac{1.5 \cdot T_{max}}{C \cdot \tan\phi \cdot Ci \cdot \gamma_r \cdot Z_p \cdot Rc \cdot \alpha} \geq 1m \quad (34)$$

$$Le_1 \geq \frac{1.5 \cdot 9.53}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 0.7 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 1.82 \text{ m}$$

$$Le_2 \geq \frac{1.5 \cdot 9.39}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 1.5 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.84 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_3 \geq \frac{1.5 \cdot 9.03}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 2.0 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.60 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_4 \geq \frac{1.5 \cdot 10.83}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 2.5 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.58 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_5 \geq \frac{1.5 \cdot 12.64}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 3.0 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.56 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_6 \geq \frac{1.5 \cdot 11.55}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 3.5 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.44 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_7 \geq \frac{1.5 \cdot 9.31}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 3.8 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.33 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_8 \geq \frac{1.5 \cdot 9.96}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 4.1 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.32 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_9 \geq \frac{1.5 \cdot 10.61}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 4.4 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.32 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_{10} \geq \frac{1.5 \cdot 11.26}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 4.7 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.32 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$Le_{11} \geq \frac{1.5 \cdot 11.91}{2 \cdot \tan 28 \cdot 0.66 \cdot 20 \cdot 5.0 \cdot 1.0 \cdot 0.8} = 0.32 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

- Longitud necesaria para evitar la falla por elongación.

$$L_a = (H - Z) \cdot \tan(45 - \varphi_r/2) \quad (35)$$

$$L_{a1} = (5 - 0.7) \cdot \tan(45 - 28/2) = 2.58 \text{ m}$$

$$L_{a2} = (5 - 1.5) \cdot \tan(45 - 28/2) = 2.10 \text{ m}$$

$$L_{a3} = (5 - 2.0) \cdot \tan(45 - 28/2) = 1.80 \text{ m}$$

$$L_{a4} = (5 - 2.5) \cdot \tan(45 - 28/2) = 1.50 \text{ m}$$

$$L_{a5} = (5 - 3.0) \cdot \tan(45 - 28/2) = 1.20 \text{ m}$$

$$L_{a6} = (5 - 3.5) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.90 \text{ m}$$

$$L_{a7} = (5 - 3.8) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.72 \text{ m}$$

$$L_{a8} = (5 - 4.1) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.54 \text{ m}$$

$$L_{a9} = (5 - 4.4) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.36 \text{ m}$$

$$L_{a10} = (5 - 4.7) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.18 \text{ m}$$

$$L_{a11} = (5 - 4.7) \cdot \tan(45 - 28/2) = 0.00 \text{ m}$$

- Longitud efectiva máxima de refuerzo.

$$L = L_e + L_a \quad (36)$$

$$L_1 = 1.82 + 2.58 = 4.40 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.0 + 2.10 = 3.10 \text{ m}$$

$$L_3 = 1.0 + 1.80 = 2.80 \text{ m}$$

$$L_4 = 1.0 + 1.50 = 2.50 \text{ m}$$

$$L_5 = 1.0 + 1.20 = 2.20 \text{ m}$$

$$L_6 = 1.0 + 0.90 = 1.90 \text{ m}$$

$$L_7 = 1.0 + 0.72 = 1.72 \text{ m}$$

$$L_8 = 1.0 + 0.54 = 1.54 \text{ m}$$

$$L_9 = 1.0 + 0.36 = 1.36 \text{ m}$$

$$L_{10} = 1.0 + 0.18 = 1.18 \text{ m}$$

$$L_{11} = 1.0 + 0.00 = 1.00 \text{ m}$$

Paso 12. Calculamos el incremento de tensión dada por fuerzas dinámicas provocadas por sismo.

$$P_I = A_m W_A \quad (37)$$

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (17)$$

$$A_m = (1.45 - 0.2)0.2 = 0.25$$

$$W_A = A_{zona\ activa} \cdot \gamma_r$$

De acuerdo con el diagrama anterior, el peso de la zona activa “ W_A ” podemos deducirla de la siguiente manera:

$$Area_{zona\ activa} = \frac{H^2 \cdot \tan\left(90 - \left(45 + \frac{\phi_r}{2}\right)\right)}{2}$$

$$Area_{zona\ activa} = \frac{5^2 \cdot \tan\left(90 - \left(45 + \frac{28}{2}\right)\right)}{2} = 7.51\ m^2$$

$$W_A = A_{zona\ activa} \cdot \gamma_r$$

$$W_A = 7.51 \cdot 20 = 150.22$$

Entonces:

$$P_I = A_m W_A \quad (37)$$

$$P_I = 0.25 \cdot 150.22 = 37.55\ \frac{KN}{m}$$

El incremento de tensión en cada capa de refuerzo provocada por la fuerza sísmica está dado:

$$T_{mdi} = P_I \frac{L_{si}}{\sum_{i=1}^n L_{si}} \quad (38)$$

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (39)$$

$$T_{md1} = 37.55 \cdot \frac{1.82}{11.82} = 5.78\ \frac{KN}{m}$$

$$T_{md\ 2\ al\ 10} = 37.55 \cdot \frac{1.0}{11.82} = 3.18\ \frac{KN}{m}$$

Por lo tanto, la tensión total por capa de refuerzo es:

$$T_{total1} = 9.53 + 5.78 = 15.31 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total2} = 9.39 + 3.18 = 12.56 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total3} = 9.03 + 3.18 = 12.20 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total4} = 10.83 + 3.18 = 14.01 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total5} = 12.64 + 3.18 = 15.81 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total6} = 11.55 + 3.18 = 15.73 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total7} = 9.31 + 3.18 = 12.49 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total8} = 9.96 + 3.18 = 13.14 \frac{KN}{m}$$

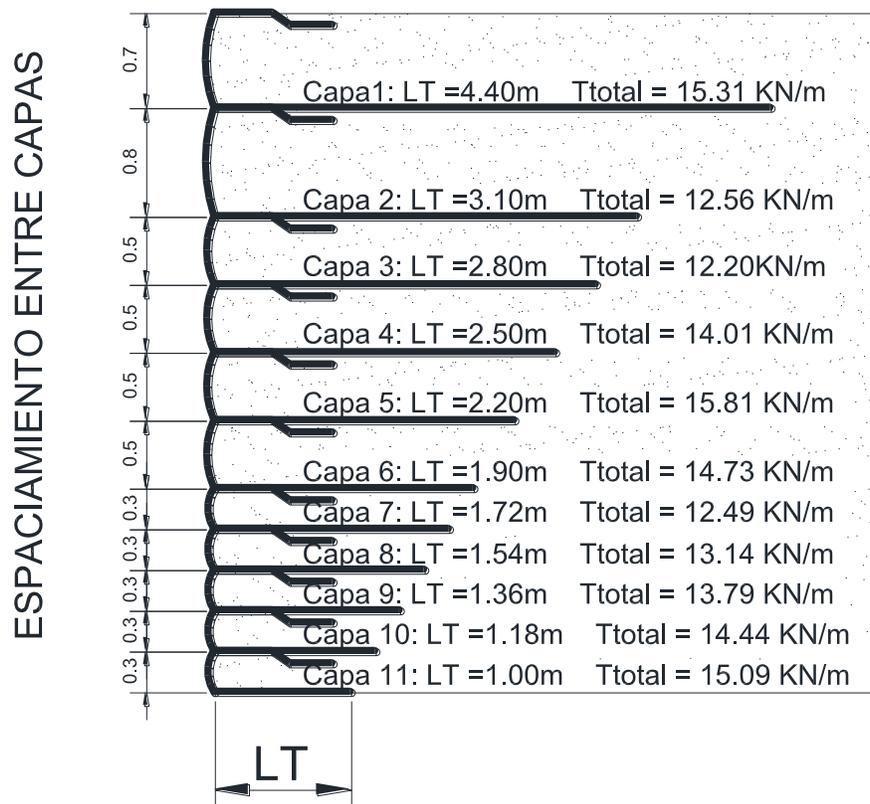
$$T_{total9} = 10.61 + 3.18 = 13.79 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total10} = 11.26 + 3.18 = 14.44 \frac{KN}{m}$$

$$T_{total11} = 11.91 + 3.18 = 15.09 \frac{KN}{m}$$

Paso 13. El diseño de acuerdo con la propuesta de espaciamiento entre refuerzos dado en este ejercicio, proporciona el siguiente dimensionamiento del muro:

Capa No.	Zi (m)	LT (m)	Tmax (KN/m)	Tensión dada en caso de sismo, Ttotal (KN/m)
1	0.7	4.40	9.53	15.31
2	0.8	3.10	9.39	12.56
3	0.5	2.80	9.03	12.20
4	0.5	2.50	10.83	14.01
5	0.5	2.20	12.64	15.81
6	0.5	1.90	11.55	14.73
7	0.3	1.72	9.31	12.49
8	0.3	1.54	9.96	13.14
9	0.3	1.36	10.61	13.79
10	0.3	1.18	11.26	14.44
11	0.3	1.00	11.91	15.09



De la misma manera, usando un criterio para poder uniformizar las longitudes para aportar una facilidad de construcción, proponemos el siguiente diseño:

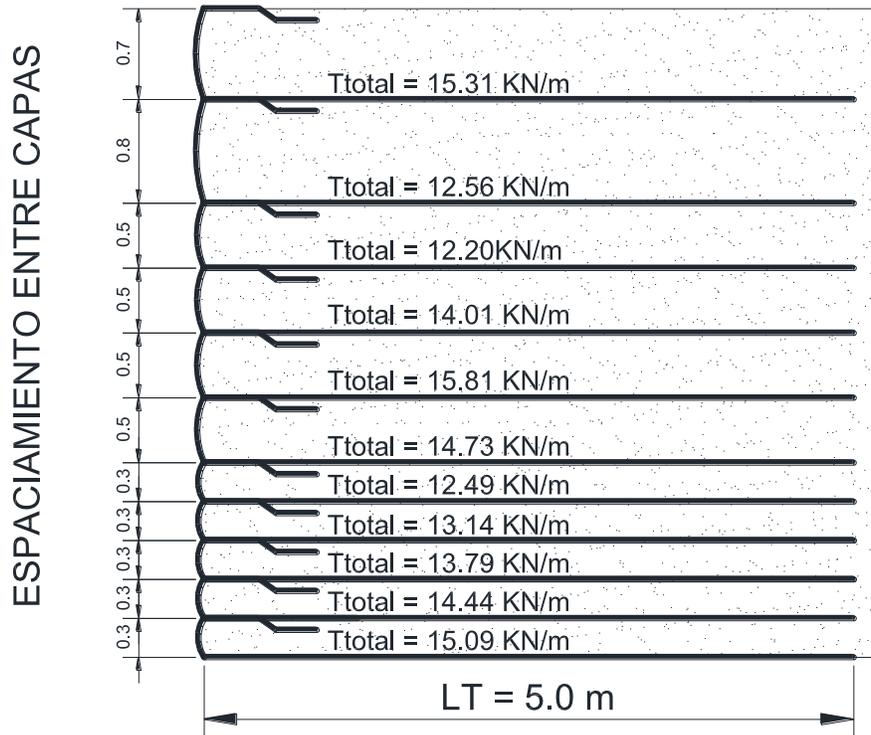


Figura 31. Diseño del muro mecánicamente estabilizado, opción 1.

Dadas las condiciones establecidas en el los ejercicios anteriores, tenemos puntos de partida para considerar una comparación por parte de las diferentes alternativas de diseño presentadas en este manual; de tal manera que se presentan las siguientes condiciones de diseño para la construcción del muro con las mismas características de suelo:

Capa	Propuesta 1		Propuesta 2	
	LT (m)	Ttotal (KN/m)	LT (m)	Ttotal (KN/m)
1	5.00	10.62	5.00	15.31
2	5.00	9.01	5.00	12.56
3	5.00	10.82	5.00	12.20
4	5.00	12.62	5.00	14.01
5	5.00	14.43	5.00	15.81
6	5.00	16.23	5.00	14.73
7	5.00	18.04	5.00	12.49
8	5.00	19.84	5.00	13.14

9	5.00	21.65	5.00	13.79
10	5.00	23.45	5.00	14.44
11	-	-	5.00	1509

Como podemos observar en la tabla anterior, manejamos diferentes dimensionamientos verticales en los refuerzos de acuerdo a su profundidad, esto nos genera una diferencia en las tensiones principalmente, lo que nos da diferentes propuestas para tener una mejor calidad y desempeño del muro, considerando los costos requeridos para el muro.

3.6 Aplicaciones de los geosintéticos comerciales al diseño de muros mecánicamente estabilizados

Uno de los objetivos de este manual es dar al ingeniero mexicano una herramienta para el diseño de muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos, por lo que, dada la información a lo largo de todo el documento, hemos establecido los criterios necesarios para que el diseñador tenga posibilidad de decidir cuál es la mejor opción de construcción, teniendo en cuenta la funcionalidad y los costos del muro. Sin embargo, los diseños mostrados en esta metodología cumplen una funcionalidad teórica en cuanto a los parámetros establecidos en los muros, para esto, es de gran importancia tener en cuenta que los productos geosintéticos están relacionados con cada una de las características que manejan los fabricantes que los desarrollan; entonces es necesario conocer cómo aplicar los geosintéticos comerciales al diseño obtenido mediante esta metodología, para obtener un diseño por especificaciones.

3.6.1 Valor mínimo promedio por rollo de geosintético, (M.A.R.V., Minimum Average Roll Value, por sus siglas en inglés). Aplicación de los geosintéticos en la metodología

Los valores mínimos promedio por rollo, o valores M.A.R.V. (por sus siglas en inglés) son aquellos valores los cuales tienen un índice de confiabilidad más alto, puesto que son negociados entre los valores mínimos absolutos habituales reglamentarios y los valores promedio habituales en la fabricación de un geosintético. El valor mínimo promedio por rollo garantiza que un geosintético específico cumplirá con los requerimientos del proyecto; por lo que, el valor mínimo y las normas específicas para obtener la calidad de los materiales determinan la conformidad del producto.²

El valor mínimo promedio del rollo es el promedio de un respectivo número de ensayos hechos con un número de rollos seleccionados del lote en cuestión; lo cual es un área limitada para evaluar una situación en particular. Este valor es probablemente dos desviaciones estándar menores que el promedio del lote. De esta forma se ve que el *M.A.R.V.* es el mínimo de una serie de valores promedio límites de un rollo. Estos valores son mostrados sistemáticamente en la figura 32. En la gráfica podemos ver que estadísticamente, aproximadamente el 16 % de estos valores serán menores que $X-S$; 2.5 % será menor que $X-2S$, y 0.15 % será menor que $X-3S$, donde “X” es el valor medio y “S” es la desviación estándar.

Además de esto, el MARV con 2.5 % de los valores que son menores a $X-2S$ es también el 95 % del nivel de confiabilidad (el otro 2.5 % es mayor que $X+2S$, por lo que los valores están por encima de lo requerido).

El valor medio X se llega calculando:

$$\bar{X} = \sum \frac{x}{N} \quad (42)$$

Y la desviación estándar se calcula:

$$S = \left\{ \frac{(x_1 - \bar{X})^2 + (x_2 - \bar{X})^2 + \dots + (x_N - \bar{X})^2}{N - 1} \right\}$$

Donde:

\bar{X} = Valor medio.

X_i = Valor medido.

N = Número de Mediciones.

S = Desviación Estándar.

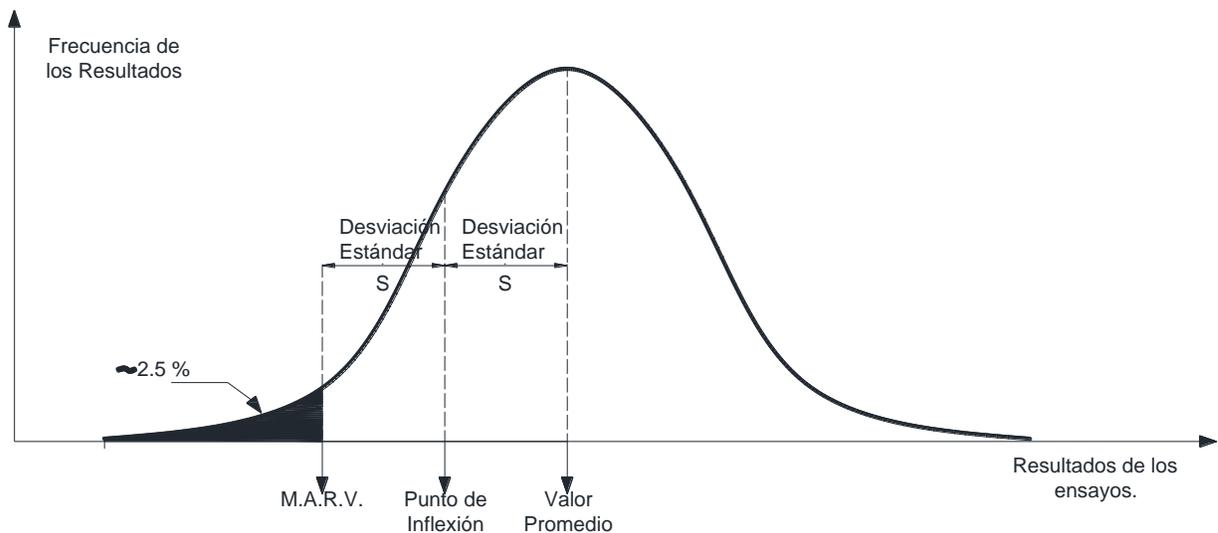


Figura 32. Relaciones relativas de diferentes valores usados en la especificación de los geosintéticos y los valores obtenidos por los fabricantes.

Por lo tanto, los valores de tensión última encontrados en cada uno de las pruebas hechas en los productos, los que fueron sometidos a un proceso estadístico para la obtención de sus valores mínimos por rollo, por el cual se obtiene un valor menor con un índice de confiabilidad al 95 % comparado con máximo valor obtenido, así los valores *M.A.R.V.* son los adecuados para que el ingeniero diseñador proponga un producto en específico con respecto a su diseño.

Las propiedades estructurales de los geosintéticos mencionadas en la [sección 3.5](#) de este manual, dan lugar a diferentes factores de reducción a la tensión última alcanzada en los diferentes ensayos referenciados en la norma de la *American Society for Testing and Materials (ASTM)* para la resistencia de los geosintéticos; por lo que esto da una prevención a cualquier evento que pueda ocurrir durante la vida útil del Geosintético, por lo que las propiedades del material que presentan los productos en el mercado pueden estar dados como se muestra en la tabla 7:

PROPIEDADES ÍNDICE DEL GEOSINTÉTICO	NORMA APLICADA	UNIDAD	VALOR MÍNIMO PROMEDIO POR ROLLO (MARV)
Resistencia a la tensión por cada 5 % de tensión aplicada	ASTM	KN/m	#
Resistencia Última a la Tensión	ASTM	KN/m	#
Resistencia a la Unión	ASTM	KN/m	#
Resistencia al estallido	ASTM	KN/m	#
Resistencia al rasgado	ASTM	KN/m	#
<p><i>NOTA: La normas aplicadas para la obtención de las propiedades del Geosintético son diferentes en cada una de sus ensayos, sin embargo todas están regidas por las normas ASTM para resistencia de los materiales. Estas propiedades son las que se consideran en el diseño estructural del Muro Mecánicamente Estabilizado, sin embargo las propiedades de los materiales en su totalidad esta dado para cada producto en particular, como son sus propiedades hidráulicas, físicas y de funcionamiento, por lo que, para esta metodología no son necesarias</i></p>			

Tabla 7. Propiedades del geosintético que normalmente se presenta en un producto.

De acuerdo con la tabla 7, en conjunto con los resultados obtenidos en la metodología de diseño, tendremos que conocer el tipo de geosintético, su geometría y principalmente su resistencia a la tensión; por lo que se le aplicará a la resistencia a la tensión Última que dan los productos una serie de factores de seguridad mencionados en la [sección 2.5-b](#), dando así una tensión admisible.

La tensión admisible se comparara con las tensiones totales provocadas por las propiedades del muro, por lo que podremos elegir un geosintético que rebase

estas tensiones totales de manera significativa, puesto que si seleccionamos un producto con mucho mayor resistencia a la tensión, tendremos una repercusión en el costo total del muro, por lo que finalmente consideramos a criterio del diseñador dar un adecuado resultado en la realización del proyecto ejecutivo.

A continuación mostramos la manera de cómo se aplican los factores de reducción de forma práctica; por lo tanto, dadas las condiciones establecidas en la sección 4.5.1 de este manual, obtuvimos los siguientes resultados para una geomalla:

Capa		
	LT (m)	Ttotal (KN/m)
1	4.50	20.00
2	4.50	20.00
3	3.00	20.00
4	3.00	20.00
5	3.00	20.00
6	2.00	20.00
7	2.00	20.00
8	2.00	20.00
9	1.50	20.00
10	1.50	20.00

Entonces, como la tensión total que se requiere, de acuerdo a este diseño, es de 20 KN/m, y se tiene como propiedades índices de la geomalla los siguientes:

PROPIEDADES ÍNDICE DEL PRODUCTO	UNIDAD	VALOR MÍNIMO PROMEDIO POR ROLLO (MARV)
Resistencia a la tensión por cada 5 % de tensión aplicada	KN/m	58
Resistencia a la Tensión Ultima	KN/m	144
Resistencia a la Unión	KN/m	135

Por lo tanto, aplicamos los factores de reducción a la resistencia última a la tensión (T_{ULT}) para obtener la tensión admisible (T_a) en el diseño.

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF \cdot FS} = \frac{T_{al}}{FS} \quad (4)$$

Por lo que:

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}} \quad (4.1)$$

Donde:

T_{al} = Resistencia a tensión a largo plazo sobre una carga por unidad de longitud de refuerzo básico

T_{ult} = Resistencia última a tensión para el producto a utilizar, está dada por pruebas de laboratorio o por datos del proveedor.

RF_{cr} = 2.6 (Factor de reducción a la fluencia del Geosintético).

RF_D = 1.5 (Factor de reducción de durabilidad).

RF_{ID} = 1.1 (Factor de reducción por daños en la instalación).

FS = 1.5 (Factor de seguridad general).

Entonces:

$$T_{al} = \frac{144.00}{2.60 \cdot 1.50 \cdot 1.10} = 33.57 \text{ KN/m}$$

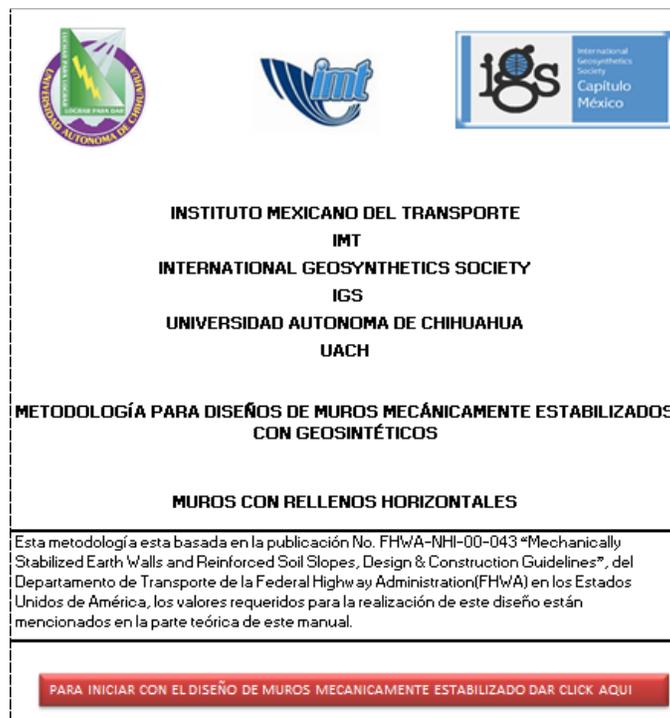
Por lo tanto, la tensión admisible que el producto ofrece es de:

$$T_a = \frac{33.57}{1.5} = 22.37 \text{ KN/m}$$

Si de acuerdo con el diseño obtenido en este ejercicio, la tensión total generada en el muro es de 20 KN/m, y el producto ofrece una tensión admisible de 22.37 KN/m, entonces podremos definir que este producto es adecuado para proponerlo en el diseño del muro mecánicamente estabilizado.

3.7 Hoja de cálculo para el diseño de muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos.

Este manual de diseño de muros mecánicamente estabilizados puede llevarse a cabo mediante la hoja de cálculo presentada a continuación. Basada en el programa Microsoft Visual Basic para aplicaciones en Excel; esta hoja de cálculo permite al diseñador tener una secuencia de diseño dinámica, considerando cada una de las condiciones de seguridad obteniendo como resultado una hoja de reporte de acuerdo al diseño que se requiera. La hoja de cálculo se presenta de la siguiente manera:



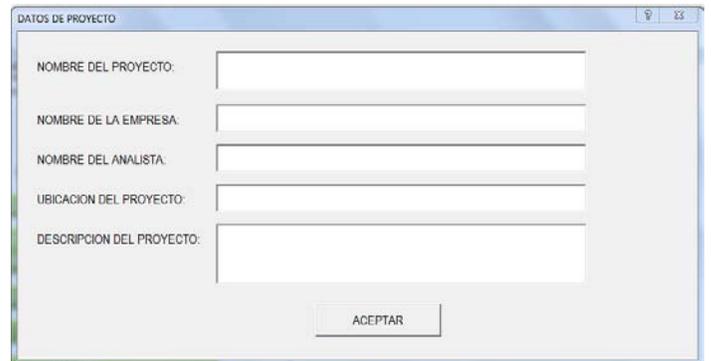
- Para empezar a utilizar la hoja de cálculo, primero debemos ir al menú “Archivo, después dar click en “Guardar cómo”, para que los datos que se ingresen queden guardados en un proyecto en específico.
- Dar click en el link “PARA INICIAR CON EL DISEÑO DE MUROS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS DAR CLICK AQUÍ”

- Aparecerá la siguiente pantalla:

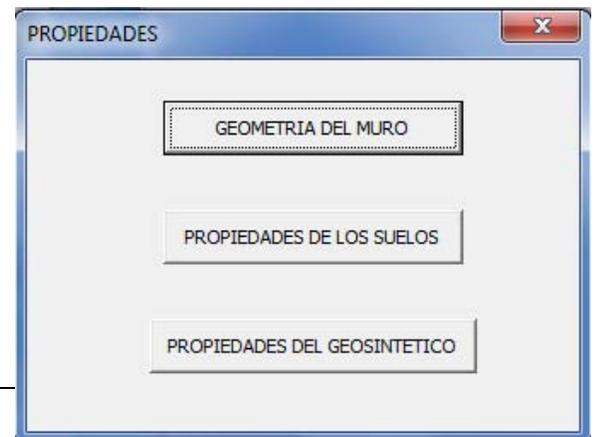


En esta pantalla aparecerán diferentes menús, los cuales lo llevaran a proporcionar cada una de las características del Muro, así como también las tablas de resultados.

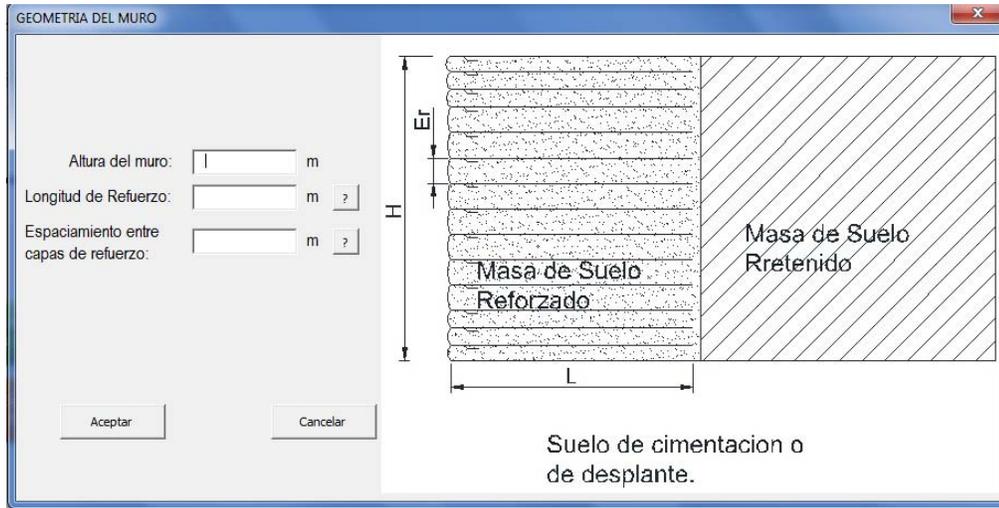
- Menú “DATOS DE PROYECTO”. Se podrá introducir la información que caracteriza al muro como es el nombre de proyecto, nombre de la empresa, nombre del analista, ubicación del proyecto, descripción del proyecto.



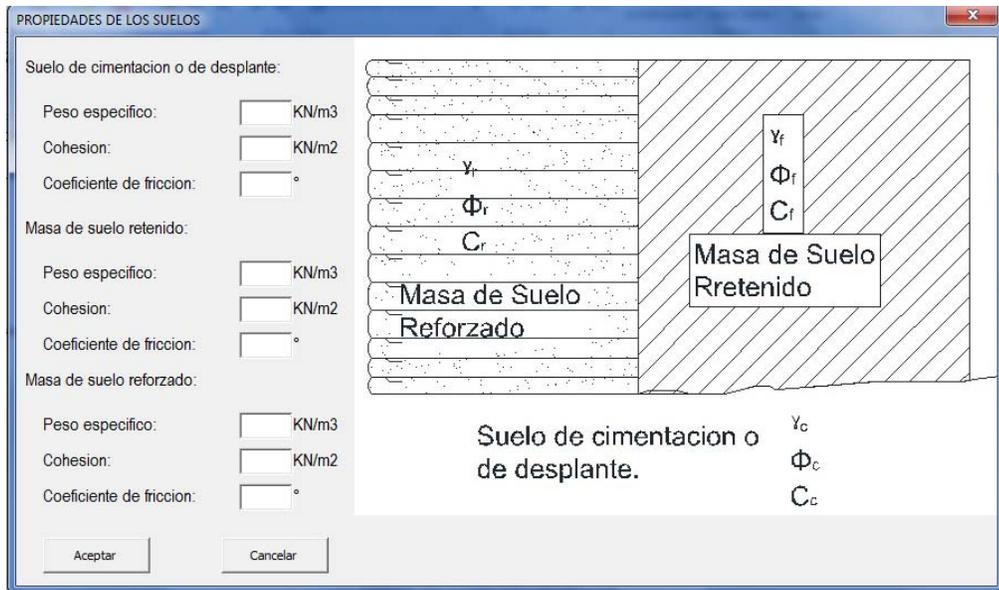
- Menú de “PROPIEDADES DEL MURO MECANICAMENTE ESTABILIZADO”, este menú recopila los datos necesarios para el diseño del Muro.



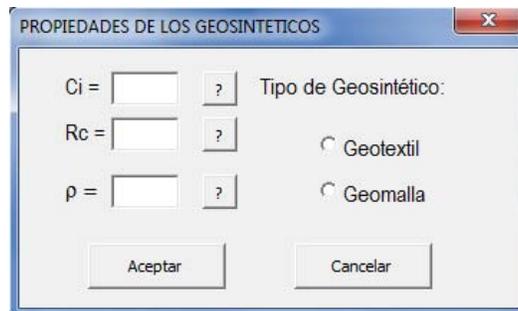
- Geometría del muro.



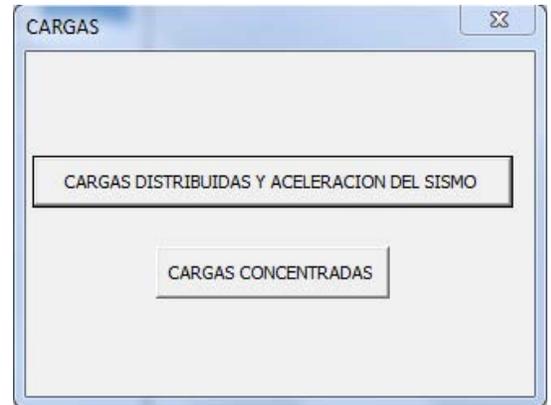
- Propiedades de los suelos.



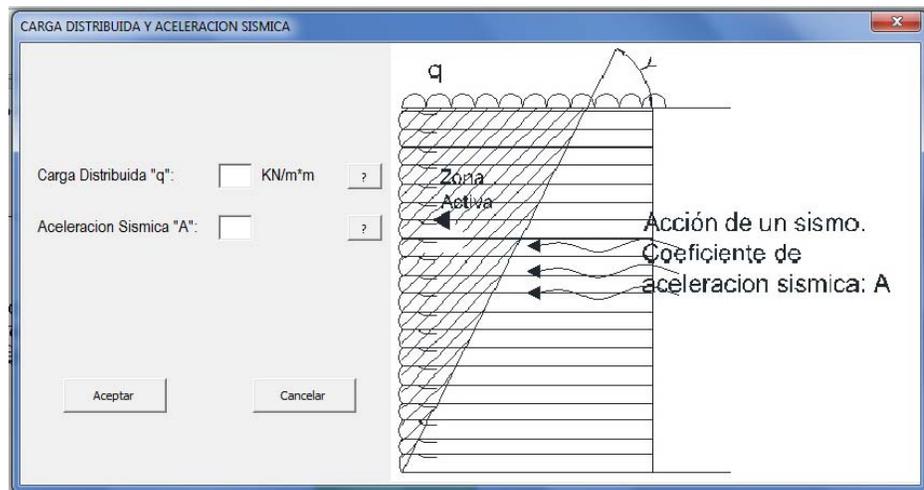
- Propiedades del geosintético.



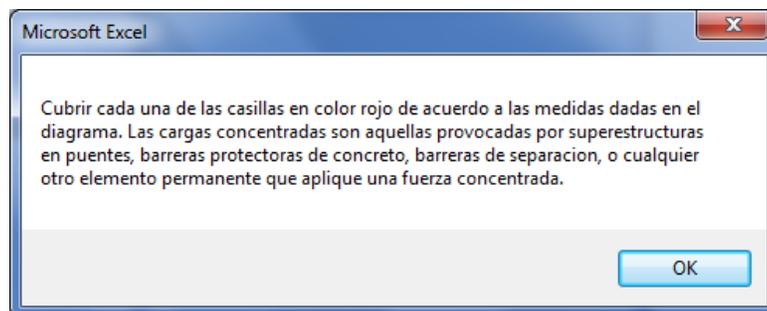
- Menú “APLICACIONES DE CARGAS”. En este menú considera las cargas distribuidas y las cargas concentradas, incluyendo el coeficiente de aceleración sísmica, los cuales aparecen de la siguiente manera:



- Cargas distribuidas y aceleración del sismo.



- Cargas concentradas.



- El menú de “REVISION” tiene como objetivo observar cada una de las condiciones de seguridad dadas en el diseño; por lo que se comprueba si se cumplen estas condiciones o de lo contrario conocer que se necesita modificar para que cumplan. Para esto, se puede revisar la longitud de refuerzo o las propiedades de los suelos de cimentación, además de revisar las memorias de cálculo del análisis externo e interno, de esta manera se puede observar todo el procedimiento de cálculo.
- El menú de “DISEÑO”, presenta un diseño preliminar del muro por capa de refuerzo de acuerdo con las características dadas al inicio del análisis, de tal manera que se puede revisar, si es necesario, la memoria de cálculo y así observar el procedimiento de análisis para la obtención de los valores dados en esta tabla. Si el diseñador, de acuerdo con el criterio de costos, estabilidad, ubicación, etc., observa que los valores arrojados por la hoja de cálculo son los adecuados para la construcción del muro, tiene la opción de hacer un reporte final; si en dado caso el analista busca más opciones de diseño, entonces puede elegir la opción de “Diseño Alternativo”.



MEMORIA DE
CALCULO DEL DISEÑO
DEL MURO

MEMORIA DE
CALCULO DEL DISEÑO
POR SISMO

NOTA: el diseño dado en la siguiente tabla esta dada mediante un espaciamento vertical constante y un solo tipo de geosintético. Si se requiere un diseño combinando diferentes tipos de geosintético y variando los espacios que existen entre los refuerzos entonces dar click en "Diseño Alternativo", de lo contrario si esta de acuerdo con el diseño presentado a continuación, dar click en "Reporte Final".

DISEÑO POR CAPA DEL MURO MECANICAMENTE ESTABILIZADO			
Capa No.	Zi (m)	LT (m)	Tensal (KN/m)

DISEÑO ALTERNATIVO

REPORTE FINAL

REGRESAR AL MENU DE INICIO

- Opción de “Diseño Alternativo”. Esta opción genera un reporte final con nuevos valores propuestos por el analista, la propuesta puede variar tanto el espaciamiento como de tipo de geosintético, por el cual se presenta la siguiente tabla:

DISEÑO ALTERNATIVO DEL MURO MECANICAMENTE ESTABILIZADO												
Capa No.	Er (m)	Zi (m)	Sv (m)	H - Zi	Tipo de Geosintético	La (m)	Le (m)	Le ≥ 1	LT (m)	T max (KN/m)	Tmd (KN/m)	Ttotal KN/m
Parte superior del muro a la primera capa:		0.00										

La hoja de cálculo presentada en este manual, es una de las herramientas que facilitan el diseño de muros mecánicamente estabilizados, por lo que es importante comprender inicialmente el funcionamiento de los muros para que posteriormente los valores obtenidos en esta hoja de cálculo puedan ser interpretados de la mejor manera, y por lo tanto obtener más opciones de diseño utilizando esta metodología.

4 Conclusiones

El diseño de un muro mecánicamente estabilizado con geosintéticos es una de las múltiples soluciones a las que se le atribuye un proyecto geométrico en las vías terrestres, la construcción de una estructura estabilizada da lugar a muchos beneficios estructurales y económicos, sin embargo, el diseño y construcción de materiales geosintéticos en las vías terrestres mantiene cierta incertidumbre para los ingenieros mexicanos, puesto que no existe una metodología generalizada para su aplicación de acuerdo a las características requeridas en algún proyecto.

Como mencionamos a lo largo del manual, el objetivo principal es dar una herramienta a los ingenieros mexicanos para que el diseño de este tipo de estructuras no sea ajeno a una propuesta en el caso que se presenten situaciones específicas; como por ejemplo, restricción de derecho de vía, o sitios en donde la construcción de un muro convencional es complicada puesto que las condiciones del suelo no son las adecuadas para ello. Si tomamos en consideración que es una alternativa más económica y funcional, y agregamos que no es necesaria una mano de obra calificada para la instalación de los materiales geosintéticos, hace que sea una mejor opción.

Concluyendo los términos dados a lo largo de este documento, la metodología propuesta trata de simplificar las diferentes complicaciones analíticas a lo largo del diseño de un muro mecánicamente estabilizado; puesto que en México, la alternativa de construir muros con geosintéticos aun ha estado rezagada a comparación de países como Estados Unidos de América y Colombia; por lo que es importante considerar que los nuevos métodos y nuevas tecnologías implementadas en la ingeniería deben de estar a disposición de un proyecto para reducir puntos de conflicto; los cuales, con métodos convencionales, no han sido resueltos.

Existen software los cuales proponen metodologías de muros mecánicamente estabilizados; sin embargo, están creados para envolver los productos de las empresas fabricantes de los geosintéticos; esa es la razón por la cual se crea una hoja de cálculo, tratando de involucrar las características del muro, sin tomar en cuenta algún producto en específico, lo que nos da una mejor visión en el análisis.

Bibliografía

AASHTO, 1992, 1996, 1997, 1998 and 1999 Interims, Section 5.8.

AASHTO Bridge T-15 Technical Committee unpublished working drafts for the update of Section 5.8 of the AASHTO Bridge Design Specifications.

Berg, R.R. Guidelines for Design, Specification, and Contracting of Geosynthetic Mechanically Stabilized Earth Slopes on Firm Foundations, FHWA-SA-93-025, January 1993.

Christopher B.R., Gill S.A., Giroud J.P., Mitchell J.K., Schlosser F., and Dunicliff J. Reinforced Soil Structures - Volume I, Design and Construction Guidelines - Volume II, Summary of Research and Systems Information, by, FHWA RD 89-043.

DiMaggio J.A. Design and Construction Monitoring of Mechanically Stabilized Earth Structures, by FHWA, March 1994.

Holtz R.D., Christopher B.R., Berg R.R. Geosynthetic Design and Construction Guidelines, FHWA HI-95-038.

CIUDAD DE MÉXICO

Av. Nuevo León 210
Col. Hipódromo Condesa
CP 06100, México, D F
Tel +52 (55) 52 653600
Fax +52 (55) 52 653600

SANFANDILA

Carretera Querétaro-Galindo km 12+000
CP 76700, Sanfandila
Pedro Escobedo, Querétaro, México
Tel +52 (442) 216 9777
Fax +52 (442) 216 9671



**INSTITUTO
MEXICANO DEL
TRANSPORTE**



www.imt.mx
publicaciones@imt.mx