



BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

**FACULTAD DE INGENIERÍA
COLEGIO DE INGENIERÍA CIVIL**

**“DISEÑO DE MUROS MECÁNICAMENTE
ESTABILIZADOS CON GEOSINTÉTICOS”**

TESIS

**PRESENTADA PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

JESÚS MIGUEL GÓMEZ CERVANTES

ASESOR:

M. I. MIGUEL ÁNGEL FIGUERAS CORTE

CO-ASESOR:

M.I. JESÚS ALBERTO GÓMEZ RIVERA

Puebla Pue., octubre 2017

*“LA BUENA VIDA ES UNA VIDA INSPIRADA POR EL AMOR Y GUIADA POR EL
CONOCIMIENTO”*

BERTRAND RUSSELL

Agradecimientos

Antes que nada doy gracias a Dios por haberme concedido el finalizar mis estudios de licenciatura.

A mí amada familia cuyo amor y sacrificio sin límites me han dado alas para volar y raíces para mantenerme en el suelo, sin ellas hoy no estaré aquí.

Al maestro en ingeniería Miguel Ángel Figueras Corte por sus enseñanzas y por haber dirigido esta tesis.

A todas las personas que de alguna manera me ayudaron a la realización de esta tesis con su conocimiento y disponibilidad.

Y en especial a mi casa la Facultad de Ingeniería que me brindo incontables historias, los mejores conocimientos, los más grandes profesores y las armas para enfrentar nuevos retos profesionales.

Dedicatoria

Dedico este trabajo a mi familia que en los momentos más difíciles estuvieron apoyándome tanto como en los buenos momentos.

A mi tía Lourdes por todo el apoyo y los buenos consejos que me ha dado y más que nada por las grandes metas que hemos planeado y las aspiraciones de ser un excelente profesionalista y a mi tía Carolina por inculcarme los grandes valores de mi vida y que me hacen el hombre que soy.

Y sin olvidar a todos aquellos que me apoyaron en momentos de desmotivación para seguir adelante

Por todo su amor y cariño... gracias.

Índice	
Agradecimientos	ii
Dedicatoria.....	iii
Introducción	1
Antecedentes	2
Problema	2
Objetivo general.....	3
Objetivos particulares.....	3
Capítulo I Geosintéticos	4
1.1 Características generales.....	4
1.2 Geotextiles	4
1.2.1 Clasificación.....	5
1.2.2 Funciones de los Geotextiles	5
1.3 Geomallas.....	6
1.3.1 Clasificación	6
1.3.2 Función y aplicación de las geomallas	7
1.4 Geomembranas	8
1.4.1 Función y aplicación	8
1.5 Georedes	9
1.6 Geocompuestos	9
1.6.1 Función y aplicación	10
1.7 Geoceldas.....	10
1.7.1 Función y aplicación	10
Capítulo II Diseño de muros mecánicamente estabilizados.....	11
2.1 Datos del proyecto	11
2.2 Información geotécnica	11
2.3 Pruebas de laboratorio.....	12
2.4 Propiedades del geosintéticos.....	12
2.4.1 Perímetro unitario efectivo de refuerzo.	12
2.4.2 Coeficiente de interacción dado por pruebas de extracción	13
2.4.3 Factor de corrección	13
2.5 Consideraciones del muro.....	14

2.5.1 Dimensionamiento	14
2.5.2 Predimensionamiento	16
2.6 Cargas del muro.....	17
2.7 Análisis de estabilidad externa	18
2.6.1 Cargas sísmica	19
2.6.2 Factores de seguridad	25
2.8 Análisis de estabilidad interna	27
2.8.1 Superficie de deslizamiento. Fuerzas de tensión máximas	28
2.8.2 Longitud máxima efectiva de refuerzo.....	31
2.8.3 Análisis de estabilidad interna con cargas sísmicas.....	35
CAPITULO III Diseño de muros de mampostería y concreto reforzado.....	40
3.1 Diseño de muro con mampostería	40
3.2 Diseño de muro con concreto reforzado	45
3.3 Tabla comparativa de los métodos	50
Conclusiones	52
Referencias.....	54

Índice de figuras

Figura 1.1 Estructura de geotextil no tejido (PAVCO, 2009).....	5
Figura 1.2 Estructura de geotextil no tejido (PAVCO, 2009).....	5
Figura 1.3 Malla mono-orientada (AMANCO, 2008).....	7
Figura 1.4 Malla bi-orientada (AMANCO, 2009).....	7
Figura 1.5 Geomenbrana de HDPE (AMANCO, 2008).....	8
Figura 1.6 Geored triplanar (Izq.) y geored sencilla (Der) (Soto, 2009)	9
Figura 1.7 Geocompuesto con geotextil (Díaz y Escobar, 2009).....	10
Figura 2.1 Ubicación del sitio del proyecto.	11
Figura 2.2 Fallas por deslizamiento (Gómez et al, 2013)	15
Figura 2.3 Fallas por volteo (Gómez et al, 2013).....	15
Figura 2.4 Fallas por asentamiento vertical (Gómez et al, 2013).....	16
Figura 2.5 Dimensiones iniciales del muro	17
Figura 2.6 Diagrama de presiones ejercida por la masa de suelo retenido	18
Figura 2.7 Diagrama de distribución de presiones en el muro.....	21
Figura 2.8 Ubicación de la fuerza resultante	23
Figura 2.9 Espaciamiento y ancho tributario entre capas de refuerzo	28
Figura 2.10 Diagrama de fuerzas sísmicas aplicadas al muro.....	36
Figura 2.11 Diagrama del muro representando longitudes totales y tensiones máximas	39
Figura 3.1 Dimensiones propuesta para el muro de mampostería.	40
Figura 3.2. Dimensiones del muro me concreto reforzado	45

Introducción

Un campo importante de la ingeniería geotécnica que presenta gran potencial de desarrollo; son los sistemas de retención cuyo uso es indispensable en los problemas de estabilidad de cortes y taludes. Actualmente el resolver los problemas de ingeniería en menor tiempo y a un bajo costo ha hecho indispensable la búsqueda de soluciones innovadoras en estas estructuras, cuyo punto de partida no se aleja de las reglas que se han empleado por años para su diseño.

Este trabajo de tesis tiene el objetivo de presentar las herramientas necesarias para el diseño de estos sistemas de retención, con un enfoque práctico y sencillo, con la comparación de tres diferentes técnicas, concretamente entre muros de concreto reforzado, muros de mampostería y muros mecánicamente estabilizados, para resolver la problemática del uso de una terraza de apoyo para una bodega industrial.

El primer capítulo presenta la descripción de los diferentes tipos de geosintéticos que existe en el mercado, su uso en el campo de la ingeniería y material de elaboración.

El segundo capítulo muestra el proyecto general, la recopilación de información referente a los trabajos previos de ingeniería y fundamentos básicos de Mecánica de Suelos del sistema de tierra armada actualmente conocidos como muros mecánicamente estabilizados, tomando en cuenta los últimos avances que se disponen en el desarrollo de este sistema.

El capítulo tres expone los principales sistemas de retención frecuentemente utilizados en la ingeniería práctica describiendo de manera general los principios de diseño y demostrar cuál de los tipos de muro de retención es más factible

comparando sus factores de seguridad, esfuerzos admisibles y cargas últimas del muro.

Antecedentes

Los nuevos materiales sintéticos tienen un gran auge dentro de la construcción, debido a que son elaborados a base de petróleo, éstos son una nueva alternativa en ciertas áreas de la ingeniería civil; por lo tanto, el presente trabajo se enfocará en materiales geosintéticos.

Los geosintéticos son materiales poliméricos de última tecnología, son usados para mejorar y hacer posible la ejecución de ciertos proyectos medioambientales, de infraestructura de transporte y de obras geotécnicas e hidráulicas, como la anticontaminación, redistribución de esfuerzos, refuerzo de tierra, filtración, drenaje, protección, control de la permeabilidad y otras funciones. Los geosintéticos se dividen principalmente en geomallas, geotextiles y geomembranas pero aun existiendo una gran variedad como las geoceldas, geo redes, geocompuestos, etc.

El diseño de estructuras como muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos es el tema de interés en este escrito, la interacción suelo-geosintético y las propiedades que dan a la estructura así como su comportamiento ante la actividad sísmica dentro del país, demostrando el comportamiento con la metodología establecida y comprobando la factibilidad del sistema y factores de seguridad del mismo.

Problema

El uso de geosintéticos en nuestro país se ha comenzado a aplicar en la construcción de obras viales en los últimos años. En la red de carreteras se ha

hecho más frecuente la construcción de muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos. Se ha demostrado que los sistemas de retención tienen grandes beneficios, tanto estructurales como económicos, por lo que el diseño correcto de dichas estructuras puede modificar el proyecto de vías terrestres a gran escala.

El trabajo consistirá en realizar una investigación de las características de los geo sintéticos y una aplicación para el diseño de muros mecánicamente estabilizado, además de comparar entre las alternativas tradicionales con el uso de geosintéticos.

Objetivo general

Analizar y comparar el diseño de un muro mecánicamente estabilizado con geosintéticos contra sistemas de retención de mampostería y concreto, demostrando la factibilidad de la alternativa.

Objetivos particulares

- Conocer los diferentes tipos de geosintéticos, así como su uso y aplicación
- Definir los criterios de evaluación en el diseño de muros mecánicamente estabilizados
- Identificar las propiedades de diseño para el refuerzo con geosintéticos

Capítulo I Geosintéticos

Los geosintéticos son, en general, materiales a base de polímero sintético o natural planares resistente permeable, que interactúan con el suelo formando un sistema de refuerzo con mayor capacidad y menor deformabilidad.

1.1 Características generales

Los materiales geosintéticos son un producto que está disponible en una gran variedad de geometrías y uno de sus componentes es a base de polímeros sintéticos. Es importante que todos los materiales que constituye un geosintético sean resistentes, durables, inertes químicamente y resistentes al intemperismo (clima, terreno y al paso del tiempo).

Los geosintéticos ayudan a mejorar las características de suelos cuyas propiedades como resistencia insuficiente o alta deformabilidad los hacen inadecuados para el uso de una nueva obra (Soto, 2009).

Permiten un proceso constructivo más fácil y eficiente, reducen costos de mantenimiento y prolongan la vida útil de las obras. Son fáciles de colocar y tienen una gran adaptación al sitio.

Los geosintéticos pueden ser clasificados en categorías según el método de manufactura.

1.2 Geotextiles

Dentro del grupo de los geosintéticos tenemos los geotextiles que se definen como “un material textil plano que pueden ser tejido o no tejido” (PAVCO S.A., 2009). Son mantas de fibras tejidas o no tejidas, flexibles y permeables.

1.2.1 Clasificación

Los geotextiles se clasifican en dos tipos:

Geotextil tejido: Son formados por cintas entrecruzadas de una máquina de tejer, son resistentes a la tensión, tienen un módulo elevado de elasticidad y elongación

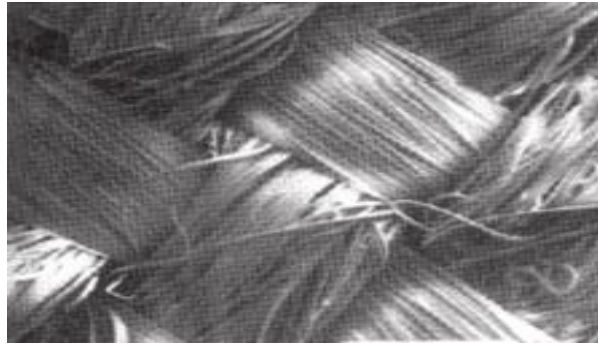


Figura 1.1 Estructura de geotextil no tejido (PAVCO, 2009)

Geotextil no tejido: Están formados por fibras o filamentos superpuestos en forma laminar, además poseen alta permeabilidad y deformabilidad debido a su alto índice de elongación.

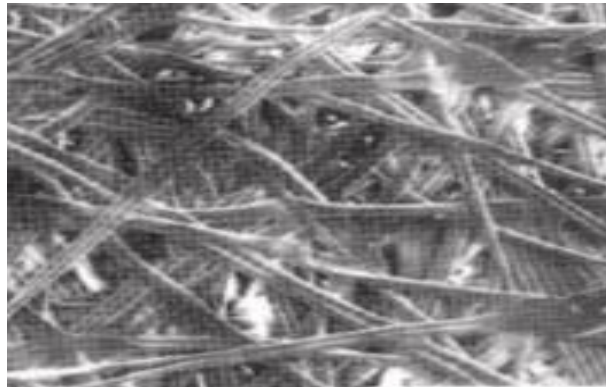


Figura 1.2 Estructura de geotextil no tejido (PAVCO, 2009)

1.2.2 Funciones de los Geotextiles

El uso de los geotextiles tejidos y no tejidos puede definirse mediante las funciones que va a desempeñar. A continuación se describen:

- Separación: consiste en la separación de dos capas de suelo de diferentes propiedades geomecánicas evitando la mezcla con el material
- Refuerzo: se aprovecha el comportamiento a tracción del geotextil, con el fin de controlar los esfuerzos transmitidos de la estructura
- Drenaje: consiste en captación y conducción de fluidos y gases en el plano del geotextil
- Filtro: impide el paso del suelo a través de geotextiles sin impedir el paso de fluidos y gases
- Protección: previene o limita un posible deterioro en un sistema geotécnico

1.3 Geomallas

Son estructuras bidimensionales elaboradas a base de polímeros, están formadas por una red de costillas, con aberturas de tamaño suficiente para permitir la trabazón del suelo. Las geomallas están diseñadas para obtener un efecto de confinamiento lateral, mayor resistencia a la tensión y reduciendo la resistencia al movimiento.

1.3.1 Clasificación

Las geomallas se dividen en dos tipos:

- Geomallas mono-orientadas: son estructuras bi-dimensionales de polietileno de alta densidad (DHPE). La estructura de este tipo de geomalla provee un sistema de trabazón con el suelo granular. Son inertes a condiciones químicas, biológicas que presenta el suelo y posee gran resistencia a esfuerzos de tensión.



Figura 1.3 Malla mono-orientada (AMANCO, 2008)

- Geomallas bi-orientadas: son estructuras bi-dimensionales fabricadas de polipropileno (PP), químicamente inertes y con una distribución uniforme entre los espacios que provee una alta resistencia a la tensión en ambas direcciones y un alto módulo de elasticidad.



Figura 1.4 Malla bi-orientada (AMANCO, 2009)

1.3.2 Función y aplicación de las geomallas

El uso de geomallas en diferentes campos de aplicación se define por su función de refuerzo. Las principales aplicaciones de las geomallas coextruídas mono-orientadas se enuncian a continuación:

- Refuerzo de muros y taludes.
- Refuerzo de terraplenes con taludes pronunciados y diques.
- Reparación de deslizamientos.

- Reparación de cortes en taludes.
- Muros vegetados o recubiertos con concreto.

Las principales aplicaciones de las geomallas bi–direccionales son:

- Terraplenes para caminos y vías férreas.
- Refuerzo en bases de caminos pavimentados y no pavimentados.
- Refuerzo debajo del balasto de las vías de ferrocarril.
- Como sistema de contención sobre rocas fisuradas.

1.4 Geomembranas

Las geomembranas son recubrimientos de baja permeabilidad usadas para controlar la migración de fluidos, son fabricadas a partir de polímeros como el HDPE y el policloruro de vinilo (PVC). Las geomembranas tienen las siguientes características principales la alta durabilidad, resistentes a líquidos peligrosos (Alta resistencia química), alta resistencia a la radiación ultravioleta y son económicas.



Figura 1.5 Geomenbrana de HDPE (AMANCO, 2008)

1.4.1 Función y aplicación

Los principales campos donde se aplica son en rellenos sanitarios, piscinas para tratamiento de lodos, lagunas de oxidación, recubrimiento de canales, minería,

acuicultura y recubrimiento de tanques, sin dejar a un lado aplicaciones en el campo de la geotecnia y la hidráulica.

1.5 Georedes

Son materiales tipo malla abierta formados por dos conjuntos de hebras poliméricas gruesas y paralelas interactuando en un ángulo constante. La malla forma una manta con cierta porosidad que es usada para llevar relativamente grandes cantidades de fluido o gases internamente.

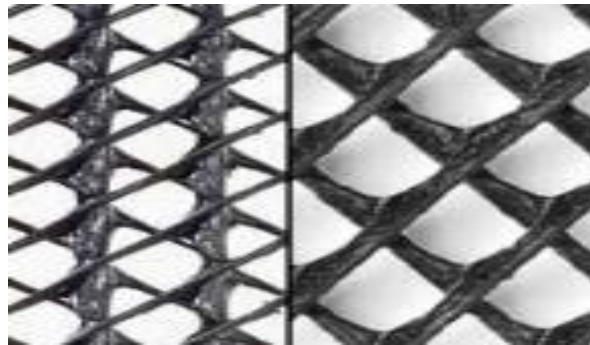


Figura 1.6 Geored triplanar (Izq.) y geored sencilla (Der) (Soto, 2009)

1.6 Geocompuestos

Un geocompuesto de drenaje consiste en la combinación de geotextil y geored, combinando las cualidades más sobresalientes de cada material, de tal manera que se resuelva en forma óptima la captación y conducción de fluidos. Esta especialmente diseñado para la conducción de fluidos, el cual es fabricado con un material resistente a los factores térmicos, químicos y biológicos presentes en el suelo y que podrían llegar a afectar la integridad y desempeño de la estructura.

1.6.1 Función y aplicación

Las principales funciones realizadas por los geocompuestos de drenaje, los cuales funcionan como sistemas de drenaje en estructuras de contención, presas y canales y en sistemas de subdrenaje de campos deportivos, edificaciones.

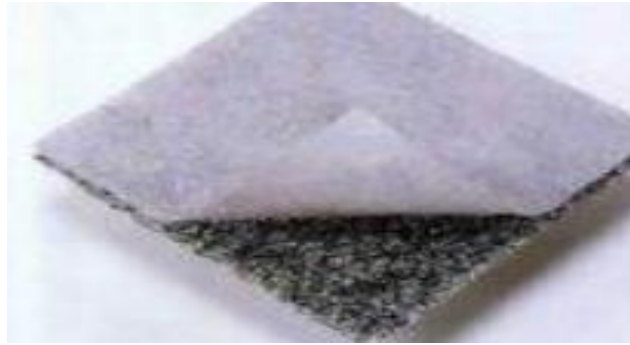


Figura 1.7 Geocompuesto con geotextil (Díaz y Escobar, 2009)

1.7 Geoceldas

Son estructuras tridimensionales con forma de nido de abeja, realizada de polietileno y muy resistentes a la tracción. Permite conservar el material introducido en cada una de las celdas, impide el movimiento en pendientes muy inclinadas o durante fuerzas de tracción.

1.7.1 Función y aplicación

A continuación se enuncian algunas de las principales funciones de las geoceldas:

- Control de la erosión en pendientes, elevaciones, riberas, flujos de agua y lagos
- Estabilización de base en carreteras, pasos peatonales, senderos y parques.
- Cruce de corrientes de agua de pequeña profundidad.

Capítulo II Diseño de muros mecánicamente estabilizados

En este capítulo se desarrolla el cálculo de un muro mecánicamente estabilizado con geosintéticos mediante los datos obtenidos de pruebas de laboratorio así como un análisis pseudo-estático para su análisis sísmico.

2.1 Datos del proyecto

El muro se ubica en la zona industrial CPA, en San Martín Obispo, Cuautitlán Izcalli, Estado de México, con una altura máxima de 24.60 m. El sitio de estudio se encuentra en la zona denominada de Lomas o Zonificación Geotécnica I, de acuerdo con las normas técnicas complementarias para construcción y diseño del Distrito Federal (NTC-DCC-DF, 2004) y se ubica en una zona B de la Regionalización Sísmica de la República Mexicana (NTC-DCC-DF, 2004).



Figura 2.1 Ubicación del sitio del proyecto.

2.2 Información geotécnica

Se efectuaron seis sondeos mixtos verticales, combinando la técnica de penetración estándar (Norma ASTM D-1586) aplicada a los suelos encontrados, así como el muestreo de la roca (Norma ASTM D-2113) mediante núcleos del material duro. Se

cuidó de observar el comportamiento del fluido de perforación conforme profundizaba el sondeo.

2.3 Pruebas de laboratorio

Se determinó en laboratorio las propiedades índices y mecánicas de los suelos naturales muestreados en la exploración, las cuales sirvieron de base para elaborar los perfiles estratigráficos de los seis sondeos ubicados en la zona de proyecto, así como el trazo de tres cortes estratigráficos a lo largo de la zona de apoyo del muro.

Para conocer el comportamiento del material a utilizar en la construcción del muro de suelo reforzado, así como del material retenido, se realizó una serie de muestreos a los materiales, ensayos de calidad y de compresión triaxial del tipo UU, considerando su contenido de agua natural.

Las propiedades de los materiales consideradas en los análisis, se resumen a continuación.

MATERIAL	γ_m [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
1.- Relleno reforzado	19	36	0
3.- Relleno retenido tepetate	17.4	28	96.1
5- Suelo de cimentación	22	38	90

Tabla 2.1 Propiedades de los materiales considerados para el análisis de los muros mecánicamente estabilizados (López et al, 2014)

2.4 Propiedades del geosintético

2.4.1 Perímetro unitario efectivo de refuerzo.

Es el factor geométrico de la superficie del área del refuerzo basado en el perímetro del refuerzo. En la guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados de SCT, 2014 para mallas, redes y bandas se considera un valor de:

$$C=2$$

2.4.2 Coeficiente de interacción dado por pruebas de extracción

La resistencia a la extracción de los refuerzos se moviliza a través de la interface de fricción y la resistencia pasiva del suelo contra los elementos de refuerzo transversal. Para refuerzos con geosintéticos, la resistencia a la extracción está basada en la disponibilidad del suelo friccionante con un factor de reducción referido a un factor de interacción, “ C_i ”. En ausencia de datos de laboratorio el valor F^* para refuerzos de geosintéticos podría ser conservador tomar:

$$F^* = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad (1)$$

Cuando el factor de interacción “ C_i ” está por encima de la relación 1, φ se toma el ángulo de fricción mayor del suelo, para muros mecánicamente estabilizados se usa un relleno granular selecto, en el caso de no contar con el dato la publicación técnica No FHWA-NHI-10-024 Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slope - volume I permite tomar un ángulo de fricción de 34 grados a menos que los datos del proyecto den otros valores.

$$C_i=0.66$$

2.4.3 Factor de corrección

El factor de corrección depende del reblandecimiento del suelo de relleno compactado, la extensibilidad y la longitud efectiva del refuerzo. Se obtiene por medio de ensayos de extracción con diferentes longitudes efectivas o usando modelos de transferencia de carga numérica. Este parámetro se encuentra en la tabla 2.2. Por lo tanto, el valor de α en geomallas es:

$$\alpha=0.8$$

Tipo de refuerzo	Valor por defecto para α
Refuerzo de acero	1
geomallas	0.8
geotextiles	0.6

Tabla 2.2 Valor del factor corrección de α (AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2004, Sección 11.10.6.3.2)

2.5 Consideraciones del muro

Los aspectos que se consideran para el diseño correcto en muros mecánicamente estabilizados, tomando las características de los materiales de relleno y de refuerzo, son los siguientes:

- Selección de la ubicación del refuerzo en el muro
- Evaluación de cada capa para prevenir fallas en los refuerzos

En el diseño de un muro mecánicamente estabilizado se realiza un análisis de estabilidad interna y externa.

2.5.1 Dimensionamiento

El dimensionamiento inicial considerados para el diseño del muro está basado en cuatro mecanismos de falla externa, estos mecanismos de falla incluyen:

- Falla por deslizamiento en la base (figura 2.2).
- Falla por volteo del muro por la mala ubicación en las fuerzas resultantes (figura 2.3), por la gran flexibilidad del muro es poco probable que presente una falla por volteo, por lo tanto la falla por volteo ayuda a controlar las deformaciones del muro.
- Asentamiento vertical provocado por la falta de capacidad de carga del suelo de desplante (figura 2.4).

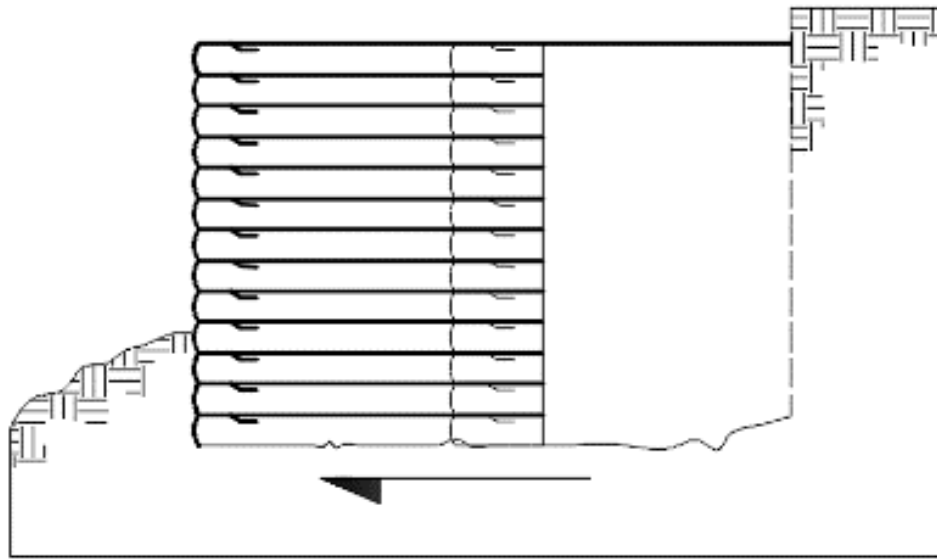


Figura 2.2 Fallas por deslizamiento (Gómez et al, 2013)

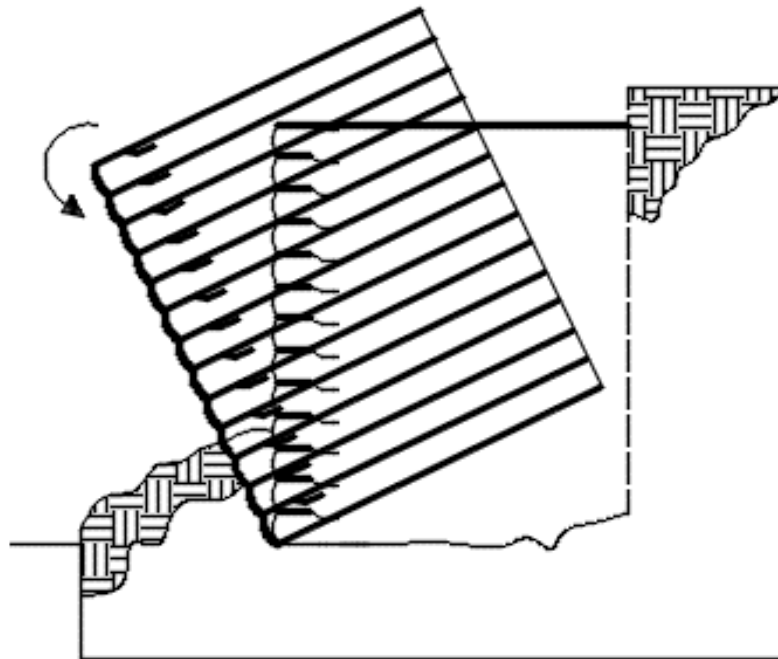


Figura 2.3 Fallas por volteo (Gómez et al, 2013)

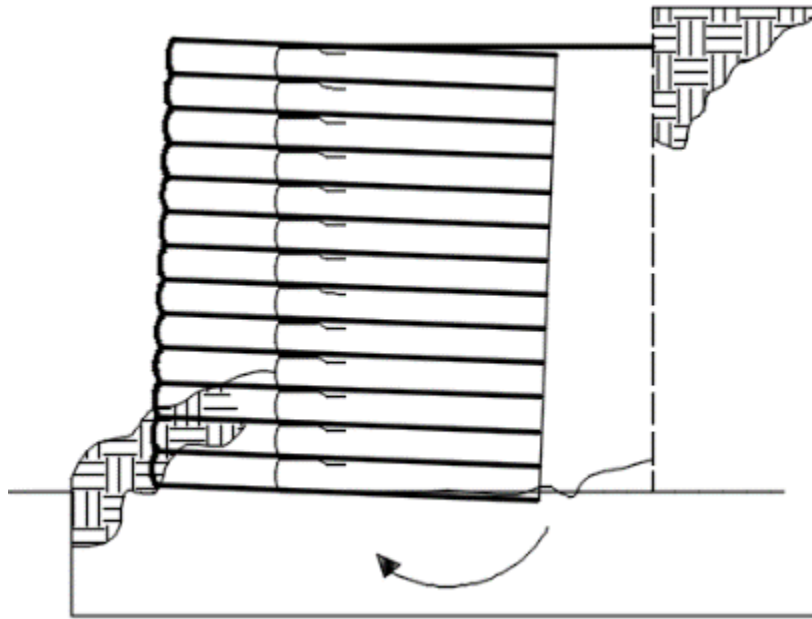


Figura 2.4 Fallas por asentamiento vertical (Gómez et al, 2013)

2.5.2 Predimensionamiento

Para el diseño preliminar de la estructura se toman en cuenta siguientes criterios:

Longitud de refuerzo (L): En el manual AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2014, sección 11.10.2.2, la longitud de refuerzo está considerada como mínimo una relación de $L = 0.7H$; 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. Para estructuras con rellenos en talud, cargas concentradas y rellenos en estribos requieren una longitud efectiva larga para ser estable que está en el orden de $0.8H$ a un máximo de $1.1H$. Por lo tanto, se propone una longitud de refuerzo de 24 m.

Espaciamiento entre refuerzos (E_r): Para muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos se utiliza una sección constante y un espaciamiento para cubrir la altura del muro, normalmente se considera a criterio del diseñador.

Sin embargo, el espaciamiento vertical de los refuerzos no debe exceder los 800 mm. Se propone un espacio constante entre capas de refuerzo, para que al finalizar el diseño, se conozca las reacciones correspondientes entre las capas:

$$Er = 0.60 \text{ m}$$

2.6 Cargas del muro

Verificando las cargas vivas y muertas aplicadas del muro, se toman en cuenta todas las condiciones que afecten al sistema como el paso vehicular o cualquier tipo de carga que afecte la funcionalidad del muro, implementándolo en el análisis de la estabilidad externa.

Es probable que existan cargas puntuales permanentes, por lo que se deben considerar por el aumento de esfuerzo en el muro reflejado en el análisis de estabilidad interna. En nuestro caso no hay fuerzas externas que afecten al funcionamiento por lo que el diagrama de cuerpo libre se demuestra en la figura 2.5.

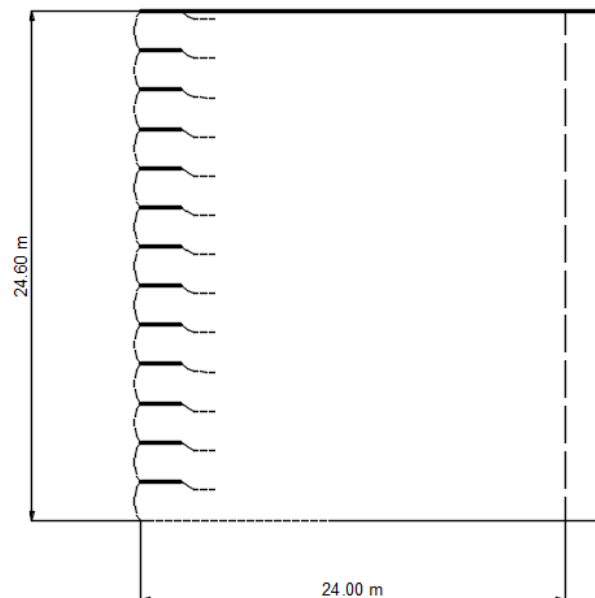


Figura 2.5 Dimensiones iniciales del muro

2.7 Análisis de estabilidad externa

La estabilidad externa se determina de la estabilidad general de la masa de suelo reforzado. El cálculo de la estabilidad externa supone una distribución de presiones de tierra.

En el cálculo de la estabilidad para muros con una cara vertical, se considera la masa del muro como un cuerpo rígido, desarrollando presiones de tierra aplicadas en los refuerzos.

El coeficiente activo de presiones de tierra es calculado para muros y un relleno horizontal (Figura 2.6) por lo tanto se tiene que:

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

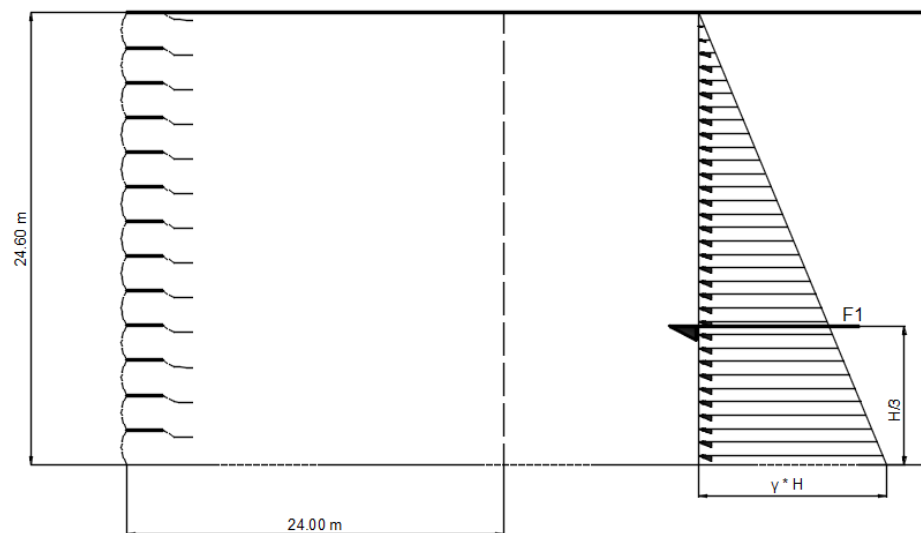


Figura 2.6 Diagrama de presiones ejercida por la masa de suelo retenido

Por lo tanto se calcula el coeficiente de Rankine del suelo retenido

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3)$$

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

Por lo tanto

$$Ka=0.361$$

Entonces se calcula F1:

$$F1 = \frac{1}{2} Ka \gamma H^2 \quad (4)$$

$$F1=1,900.80 \text{ kN/m}$$

Ubicada en:

$$h1 = \frac{1}{3} H \quad (5)$$

$$h1=8.2 \text{ m}$$

2.6.1 Cargas sísmica

Las fuerzas sísmicas provocan en la masa del muro un empuje horizontal dinámico (P_{AE}) adicional a los esfuerzos estáticos. Por otra parte, la masa de suelo reforzado está sujeta a una fuerza de inercia horizontal:

$$P_{IR} = MA_m \quad (6)$$

Donde:

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.

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. Por lo que es necesario conocer la aceleración sísmica horizontal de la zona en la que se requiera el muro mecánicamente estabilizado, se aplica el análisis pseudoestático de Mononobe-Okabe y se obtienen las fuerzas sísmicas que se aplican al muro.

La estabilidad externa en caso de un sismo se realiza 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:

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (7)$$

Donde:

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

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

Por lo tanto, al sustituir en la ecuación 7 la aceleración sísmica $A = 0.2$, entonces:

$$A_m = 0.25$$

Se calcula la fuerza de inercia horizontal P_{IR} , de acuerdo con la expresión (8), tenemos que:

$$P_{IR} = 0.5A_m\gamma_r H^2 \text{ para rellenos horizontales} \quad (8)$$
$$P_{IR} = 1,437.26 \text{ kN/m}$$

Ubicada en $h/2 = 12.3$ m

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

$$P_{AE} = 0.375A_m\gamma_r H^2 \text{ para rellenos horizontales} \quad (9)$$
$$P_{AE} = 1077.94 \text{ kN/m}$$

Se agregan las fuerzas sísmicas obtenidas 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} . Se reduce P_{AE} por la poca probabilidad de que se presenten simultáneamente las dos fuerzas máximas:

$$50\% P_{AE}=538.97 \text{ kN/m}$$

Ubicada en: $0.6H=14.76 \text{ m}$

Se evalúan 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 se tiene que:

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

$$V1 = L \gamma H \quad (10)$$

$$V1=11,217.60 \text{ kN/m}$$

Se encuentra en: $lv1=0.5L=11 \text{ m}$

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

$$R=v1+v2=11,217.60 \text{ kN/m}$$

Obtenidas las fuerzas totales actuantes, se calcula el esfuerzo vertical en la base del muro y por consecuente la capacidad última que recibe el suelo de desplante.

Entonces se determina los momentos que actúan en la estructura:

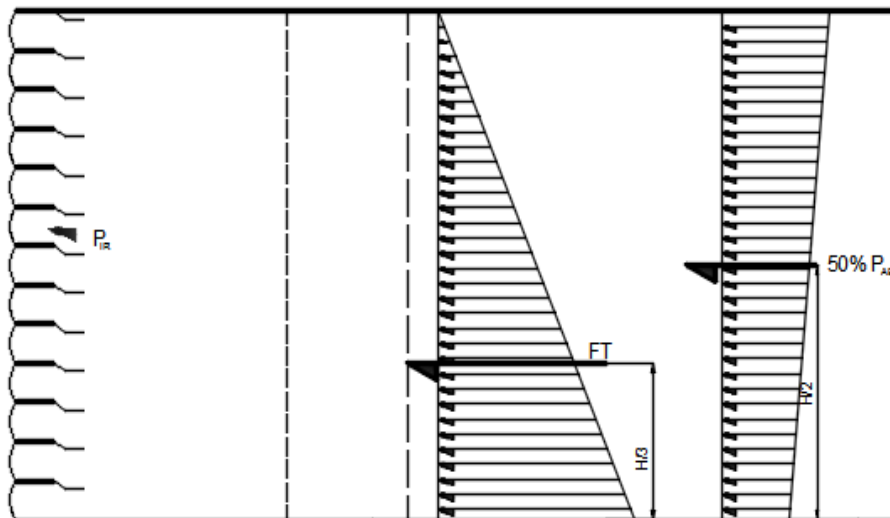


Figura 2.7 Diagrama de distribución de presiones en el muro.

a. Momento por volteo

Fuerza	kN/m	m	kn/m-m
f1	1900.80	8.2	15,586.58
Pir	1437.26	12.3	17,678.24
50%Pae	538.97	14.76	7,955.21

Tabla 2.3 Momentos del muro

$$Mv=41220.02 \text{ kN-m/m}$$

b. Momento resistente en la aplicación de la presión de soporte, es decir, el momento resistente a la aplicación de cargas F1 y F

Fuerza	kN/m	m	kn/m-m
v1	11,217.60	12	134,611.20

Tabla 2.4 Momentos resistente de las fuerzas F1 y F2

$$\Sigma M_{RAP}=134,611.20 \text{ kN-m/m}$$

c. Momento sin carga externa

$$M_R = V1 \left(\frac{L}{2} \right) \quad (11)$$

$$M_R=134,611.20 \text{ kN-m/m}$$

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 esta condición se produce de la siguiente manera:

$$e = \frac{L}{2} - \frac{Mr_{ap} - Mv}{V1 + V2} = 3.67 \text{ m} \quad (12)$$

Se sustituyen valores de la ecuación 12, e= 4.01 m. La excentricidad del muro debe ser menor que L/6 en suelos o L/4 en rocas. Si es mayor, entonces una mayor longitud de refuerzo será requerido.

$$e \leq \frac{B}{6} = 4.00 \text{ m}$$

Al ser la excentricidad calculada de 3.67m es menor a un sexto del ancho de base del muro, por lo tanto si cumple la condición de excentricidad.

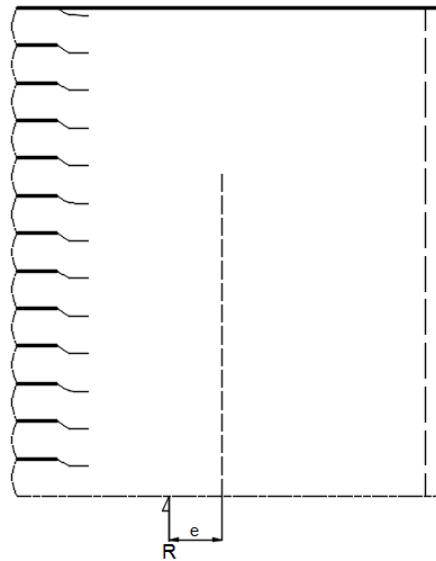


Figura 2.8 Ubicación de la fuerza resultante

Se calcula el esfuerzo máximo vertical efectuado en el suelo de desplante o de cimentación de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + V_3}{L - 2e} \quad (13)$$

$$\sigma_v = 673.69 \text{ kN/m}^2$$

Se obtiene la capacidad de carga del suelo de desplante del muro.

Para calcular la capacidad de carga última “ q_{ult} ” se utilizan métodos básicos de mecánica de suelos, tenemos que:

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

Donde:

C_c = cohesión del suelo

γ_c = peso volumétrico del suelo de desplante

N_c y N_γ = coeficientes de capacidad de carga dados en la tabla 2.5.

ϕ	Nc	Nq	N γ	ϕ	Nc	Nq	N γ	ϕ	Nc	Nq	N γ
0	5.14	1	0	17	12.34	4.77	3.53	34	42.16	29.44	41.06
1	5.38	1.09	0.07	18	13.1	5.26	4.07	35	46.12	33.3	48.03
2	5.63	1.2	0.15	19	13.93	5.8	4.68	36	50.59	37.75	56.31
3	5.9	1.31	0.24	20	14.83	6.4	5.39	37	55.63	42.92	66.19
4	6.19	1.43	0.34	21	15.82	7.07	6.2	38	61.35	48.93	78.03
5	6.49	1.57	0.45	22	16.88	7.82	7.13	39	67.87	55.96	92.25
6	6.81	1.72	0.57	23	18.05	8.66	8.2	40	75.31	64.2	109.41
7	7.16	1.88	0.71	24	19.32	9.6	9.44	41	83.86	73.9	130.22
8	7.53	2.06	0.86	25	20.72	10.66	10.88	42	93.71	85.38	155.55
9	7.92	2.25	1.03	26	22.25	11.85	12.54	43	105.11	99.02	186.54
10	8.35	2.47	1.22	27	23.94	13.2	14.47	44	118.37	115.31	224.64
11	8.8	2.71	1.44	28	25.8	14.72	16.72	45	133.88	134.88	271.76
12	9.28	2.97	1.69	29	27.86	16.44	19.34	46	152.1	158.51	330.35
13	9.81	3.26	1.97	30	30.14	18.4	22.4	47	173.64	187.21	403.67
14	10.37	3.59	2.29	31	32.67	20.63	25.9	48	199.26	222.31	496.01
15	10.98	3.94	2.65	32	35.49	23.18	30.22	49	229.93	265.51	613.16
16	11.63	4.34	3.06	33	38.64	26.09	35.19	50	266.89	319.07	762.89

Tabla 2.5 Factores de capacidad de carga de Terzaghi (Gomez et al, 2013)

Para $\phi_2=38^\circ$, se tiene que $N_c=61.35$, $N_q= 48.93$ y $N_\gamma= 78.03$.

Sustituyendo la ecuación de carga última se tiene que:

$$q_{ult}=17,523.29 \text{ kN/m}^2$$

El muro de suelo reforzado es un cuerpo rígido y sólo se consideran fallas de superficie completamente fuera de la masa reforzada.

Para estructuras simples no son críticas las fallas que pasando por zonas reforzadas como en zonas no reforzadas. Sin embargo, existen condiciones en las que las fallas compuestas que deben ser consideradas como los cambios de tipo de refuerzo o su longitud efectiva.

2.6.2 Factores de seguridad

Proporcionadas las dimensiones preliminares del muro, se establecen factores de seguridad para los diferentes tipos de falla que se presentan en la estructura.

2.6.2.1 Falla por deslizamiento

La falla por deslizamiento es una de las fallas más delicadas que se pueden presentar en un muro, por lo tanto, con las dimensiones iniciales de la estructura, se presenta en la capa más profunda del muro pues es la capa donde ejerce el peso del relleno retenido de la estructura. Por lo tanto, este factor de seguridad está dado por:

$$F.S._{des} = \frac{\sum P_r}{\sum P_d} \geq 1.5 \quad (15)$$

En donde:

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

$$P_r = (V_1 + V_2 + V_3)\mu \quad (16)$$

Por lo que “ 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).

Donde:

$$\mu = \tan \phi_r = 0.726$$

Se calcula Pr:

$$Pr=8,150.06 \text{ kN/m}$$

Y Pd es igual a las fuerzas horizontales actuantes ($Pd=F_H$). Por lo tanto

$$Pd=Fh=3877.03 \text{ kN/m}$$

El factor de seguridad de desplazamiento es:

$$F.S.\text{deslizamiento}= 2.10$$

Por lo tanto el factor calculado es de 2.10 mayor a la factor mínimo de 1.5, el muro cumple con la condición por deslizamiento.

El efecto de cargas externas sobre la masa de relleno reforzado, incrementa la resistencia al deslizamiento.

2.6.2.2 Falla por volteo

El factor de seguridad de por volteo de acuerdo a la capacidad de soporte del muro.

Esta dado por la relación del momento resistente con el momento de volteo.

$$F.S.v = \frac{Mr}{MV} \geq 2.5 \quad (17)$$

$$F.S.v=3.26$$

El factor de seguridad por volteo calculado de la ecuación 17 es igual a 3.26 es mayor a 2.5 por lo tanto el muro cumple con la condición de volteo.

2.6.2.3 Falla por capacidad de carga

La falla por capacidad de carga, la cual se presenta en dos modos probables: falla por corte general y falla por corte local,

Falla por corte general. Esta falla se previene cuando el esfuerzo vertical en la base no exceda la capacidad descarga del suelo de desplante, se considera un factor de seguridad de 2.5, lo que da así:

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{F.S.} \quad (18)$$

Donde:

q_a = Capacidad de carga admisible

q_{ult} = Capacidad de carga última

Se puede utilizar un factor de seguridad igual a 2.0 si es justificado en el análisis geotécnico.

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{F.S.} = 7925.36 \text{ kN/m}^2$$

Al ser el esfuerzo máximo vertical $\sigma_v = 673.69 \text{ kN/m}^2$ menor a la capacidad de carga admisible $q_a = 7925.36 \text{ kN/m}^2$ el muro cumple con la condición de carga admisible.

2.8 Análisis de estabilidad interna

Las fallas internas que puede presentar en un muro mecánicamente estabilizado, por el análisis interno son dos:

- Falla por elongación o de ruptura del refuerzo. En esta falla las fuerzas a tensión permite una elongación excesiva en el refuerzo llegando a un punto de ruptura, por lo tanto, los movimientos de la estructura son más amplios y con una mayor posibilidad de que la estructura colapse.
- Falla por extracción. Esta falla se presenta cuando las fuerzas de tensión son mayores a la resistencia de extracción; es decir, el movimiento provocado por el incremento de esfuerzos cortantes en la masa del suelo es más prolongado en la estructura teniendo un posible colapso.

Para evitar este tipo de fallas en el análisis interno se procede a determinar:

- El desarrollo máximo de las fuerzas a tensión.
- Ubicación a lo largo de la superficie de deslizamiento crítico.

- La distancia proporcionada al refuerzo para soportar el esfuerzo a tensión.
- La capacidad a la extracción.

2.8.1 Superficie de deslizamiento. Fuerzas de tensión máximas

La superficie crítica de deslizamiento con refuerzos está dada por fuerzas de tensión máximas T_{max} . Las fuerzas de tensión son lineales para los geosintéticos. Cuando se desarrolla la falla en el muro, el refuerzo se deforma en la intersección con la superficie de falla, lo que resulta que las fuerzas de tensión pueden incrementar y rotar.

Las fuerzas de tensión máximas son principalmente relacionadas con el tipo de geosintético usado en los muros mecánicamente estabilizados. Una relación entre el tipo de refuerzo y el sobreesfuerzo que puede llegar a admitir una relación que permite usar el coeficiente de presión activa para cualquier profundidad.

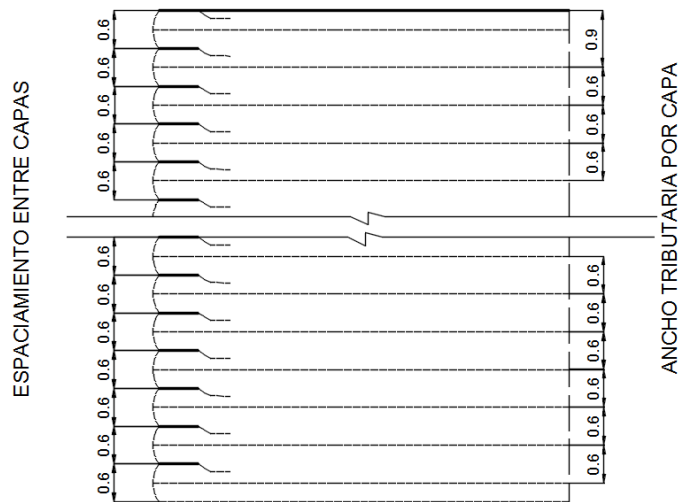


Figura 2.9 Espaciamiento y ancho tributario entre capas de refuerzo

Dado el espaciamiento entre capas de refuerzo, los anchos tributarios “ S_v ” 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, pues

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, se comprueba que no exista un deslizamiento en este punto.

En muros verticales el coeficiente de presión se reduce a la ecuación de Rankine:

$$K_{ar} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (19)$$

$$K_{ar} = \tan^2\left(45 - \frac{36}{2}\right)$$

$$K_{ar}=0.260$$

Donde:

K_{ar} = coeficiente de Rankine del suelo reforzado

Entonces se calculan las fuerzas de cada refuerzo:

$$Fa1@primer\ refuerzo = 0.5 * \gamma r * Z^2 * k_{ar} \quad (20)$$

$$Fa1@primer\ refuerzo= 1,492.54 \text{ kN/m}$$

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

$$F.S.des@primer\ refuerzo = \frac{\gamma * Z_{ult} * L * \tan\varphi * C_i}{Fa1 + Fa} \quad (21)$$

$$F.Sdes@primer\ refuerzo=3.303 \text{ kN/m}$$

Se deduce que en el muro no existe desplazamiento del primer refuerzo.

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

$$T_{maxi} = \sigma_{hi} S_{vi} \quad (22)$$

Para calcular en cada nivel de refuerzo horizontal σ_H a lo largo de la línea de falla del peso del relleno retenido γ_r agregando, las cargas uniformemente distribuidas “q” o cargas concentradas $\Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma_h$ se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_{Hi} = K_r (\gamma_r * Z_i + q) \quad (23)$$

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

$$T_{maxi} = (K_r (\gamma_r * Z_i + q)) S_{vi} \quad (24)$$

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

No. Capa	Z (m)	Sv (m)	T _{MÁX} (kN/m)
1	0.6	0.9	2.66
2	1.2	0.6	3.55
3	1.8	0.6	5.33
4	2.4	0.6	7.10
5	3	0.6	8.88
6	3.6	0.6	10.65
7	4.2	0.6	12.43
8	4.8	0.6	14.21
9	5.4	0.6	15.98
10	6	0.6	17.76
11	6.6	0.6	19.53
12	7.2	0.6	21.31
13	7.8	0.6	23.09
14	8.4	0.6	24.86
15	9	0.6	26.64
16	9.6	0.6	28.41
17	10.2	0.6	30.19
18	10.8	0.6	31.96
19	11.4	0.6	33.74
20	12	0.6	35.52
21	12.6	0.6	37.29

No. Capa	Z (m)	Sv (m)	T _{MÁX} (kN/m)
22	13.2	0.6	39.07
23	13.8	0.6	40.84
24	14.4	0.6	42.62
25	15	0.6	44.39
26	15.6	0.6	46.17
27	16.2	0.6	47.95
28	16.8	0.6	49.72
29	17.4	0.6	51.50
30	18	0.6	53.27
31	18.6	0.6	55.05
32	19.2	0.6	56.82
33	19.8	0.6	58.60
34	20.4	0.6	60.38
35	21	0.6	62.15
36	21.6	0.6	63.93
37	22.2	0.6	65.70
38	22.8	0.6	67.48
39	23.4	0.6	69.26
40	24	0.6	71.03
41	24.6	0.6	72.81

Tabla 2.6 Tabla de tensiones máximas del refuerzo por capa

2.8.2 Longitud máxima efectiva de refuerzo

Con respecto a cada una de las tensiones encontradas por capa y se considera la superficie de falla, se calcula la longitud de refuerzo necesaria para la estabilidad interna del muro mecánicamente estabilizado; 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. De la siguiente manera

$$L = L_e + L_a \quad (25)$$

2.8.2.1 Longitud de empotramiento para evitar la falla por extracción.

La longitud de empotramiento que se requiere en la zona resistente; se determina con la siguiente ecuación:

$$L_e \geq \frac{1.5 T_{max}}{C \cdot \tan \varphi \cdot C_i \cdot \gamma_r \cdot Z_p \cdot R_c \cdot \alpha} \geq 1 \quad (26)$$

Donde:

$$C=2$$

$$C_i= 0.66$$

$$R_c= 1.00$$

$$\alpha= 0.80$$

$$Z_p= \text{Profundidad de la capa de refuerzo}$$

Si la longitud de empotramiento no cumple las capas de refuerzo, se incrementa la longitud de refuerzo o el espaciamiento vertical de cada capa puede reducirse reduciendo así la tensión máxima del refuerzo “ T_{max} ”.

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

No capa	Le (m)	Le min (m)
Le1	0.45	1
Le2	0.30	1
Le3	0.30	1
Le4	0.30	1
Le5	0.30	1
Le6	0.30	1
Le7	0.30	1
Le8	0.30	1
Le9	0.30	1
Le10	0.30	1
Le11	0.30	1
Le12	0.30	1
Le13	0.30	1
Le14	0.30	1
Le15	0.30	1
Le16	0.30	1
Le17	0.30	1
Le18	0.30	1
Le19	0.30	1
Le20	0.30	1
Le21	0.30	1
Le22	0.30	1
Le23	0.30	1
Le24	0.30	1
Le25	0.30	1
Le26	0.30	1
Le27	0.30	1
Le28	0.30	1
Le29	0.30	1
Le30	0.30	1
Le31	0.30	1
Le32	0.30	1
Le33	0.30	1
Le34	0.30	1
Le35	0.30	1
Le36	0.30	1
Le37	0.30	1
Le38	0.30	1
Le39	0.30	1
Le40	0.30	1
Le41	0.30	1

Tabla 2.7 Longitud de empotramiento por capa

Cuando la longitud de empotramiento resulta ser menor a 1m, entonces las longitudes de L_e será a 1m.

2.8.2.2 Longitud necesaria para evitar la falla de elongación

La longitud de geosintético necesaria para evitar la falla por ruptura, se calcula por la longitud de la parte posterior del muro al plano de falla,

$$L_a = (H - Z) \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (27)$$

No. de capa	H (m)	Z (m)	LA (m)
La1=	24.6	0.6	12.23
La2=	24.6	1.2	11.92
La3=	24.6	1.8	11.62
La4=	24.6	2.4	11.31
La5=	24.6	3	11.01
La6=	24.6	3.6	10.70
La7=	24.6	4.2	10.39
La8=	24.6	4.8	10.09
La9=	24.6	5.4	9.782
La10=	24.6	6	9.48
La11=	24.6	6.6	9.17
La12=	24.6	7.2	8.87
La13=	24.6	7.8	8.56
La14=	24.6	8.4	8.25
La15=	24.6	9	7.95
La16=	24.6	9.6	7.64
La17=	24.6	10.2	7.33
La18=	24.6	10.8	7.03
La19=	24.6	11.4	6.73
La20=	24.6	12	6.42
La21=	24.6	12.6	6.11

No. de capa	H (m)	Z (m)	LA (m)
La22=	24.6	13.2	5.80
La23=	24.6	13.8	5.50
La24=	24.6	14.4	5.19
La25=	24.6	15	4.89
La26=	24.6	15.6	4.58
La27=	24.6	16.2	4.28
La28=	24.6	16.8	3.97
La29=	24.6	17.4	3.66
La30=	24.6	18	3.36
La31=	24.6	18.6	3.06
La32=	24.6	19.2	2.75
La33=	24.6	19.8	2.45
La34=	24.6	20.4	2.14
La35=	24.6	21	1.83
La36=	24.6	21.6	1.52
La37=	24.6	22.2	1.22
La38=	24.6	22.8	0.91
La39=	24.6	23.4	0.61
La40=	24.6	24	0.30
La41=	24.6	24.6	0

Tabla 2.8 Longitud necesaria para evitar la falla de elongación por capa

2.7.2.3 Longitud efectiva máxima de refuerzo

La longitud máxima efectiva del refuerzo "L" es determinada por la suma de la longitud en la zona activa y la longitud de empotramiento:

$$L = L_e + L_a \quad (28)$$

No de capa	Le (m)	La (m)	L (m)
L1	1	12.22	13.23
L2	1	11.92	12.92
L3	1	11.61	12.62
L4	1	11.31	12.31
L5	1	11.00	12.01
L6	1	10.70	11.70
L7	1	10.39	11.39
L8	1	10.08	11.09
L9	1	9.78	10.78
L10	1	9.47	10.48
L11	1	9.17	10.17
L12	1	8.86	9.87
L13	1	8.56	9.56
L14	1	8.25	9.25
L15	1	7.94	8.95
L16	1	7.64	8.64
L17	1	7.33	8.34
L18	1	7.03	8.03
L19	1	6.72	7.73
L20	1	6.42	7.42
L21	1	6.11	7.11
L22	1	5.81	6.81
L23	1	5.50	6.50
L24	1	5.20	6.20
L25	1	4.89	5.89
L26	1	4.59	5.59
L27	1	4.28	5.28
L28	1	3.97	4.97
L29	1	3.67	4.67
L30	1	3.36	4.36
L31	1	3.06	4.06
L32	1	2.75	3.75
L33	1	2.44	3.45
L34	1	2.14	3.14
L35	1	1.83	2.83
L36	1	1.52	2.53
L37	1	1.22	2.22
L38	1	0.91	1.92
L39	1	0.61	1.61
L40	1	0.31	1.31
L41	1	0	1.00

Tabla 2.9 Longitud efectiva máxima de refuerzo por capa

2.8.3 Análisis de estabilidad interna con cargas sísmicas

Las fuerzas dinámicas producen una fuerza inercial “ P_i ” esta fuerza actúa horizontalmente a la masa del muro en conjunto con las fuerzas estáticas actuantes. Esta fuerza inercial eleva tensión en los refuerzos, no cambiando la ubicación y la pendiente de estas fuerzas durante el sismo, la carga sísmica en el análisis de estabilidad interna se obtiene de la siguiente manera:

Se calcula el incremento de tensión dada por las fuerzas dinámicas provocadas por sismo.

$$P_i = A_m W_A \quad (29)$$

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (30)$$

Donde:

W_A = es el peso de la zona activa

A = Coeficiente de aceleración máxima del terreno.

$$A_m=0.25$$

Donde:

$$W_A = A_{zona\ activa} * \gamma_r \quad (31)$$

$$A_{zona\ activa} = \frac{H^2 * \tan(90 - (45 + \frac{\phi_r}{2}))}{2} \quad (32)$$

$$A_{zona\ activa}=154.17 \text{ m}^2$$

Por lo tanto:

$$W_A=2,929.272 \text{ kN/m}$$

Entonces:

$$P_i=732.317 \text{ kN/m}$$

Calcular el incremento dinámico “ T_{md} ” inducido por la fuerza de inercia en los refuerzos, distribuido en los refuerzos en su “área resistente” (L_e), por lo que tenemos que el incremento dinámico es:

$$T_{md} = P_i \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n L_{ei}} \quad (33)$$

Por lo tanto la fuerza de tensión máxima es:

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (34)$$

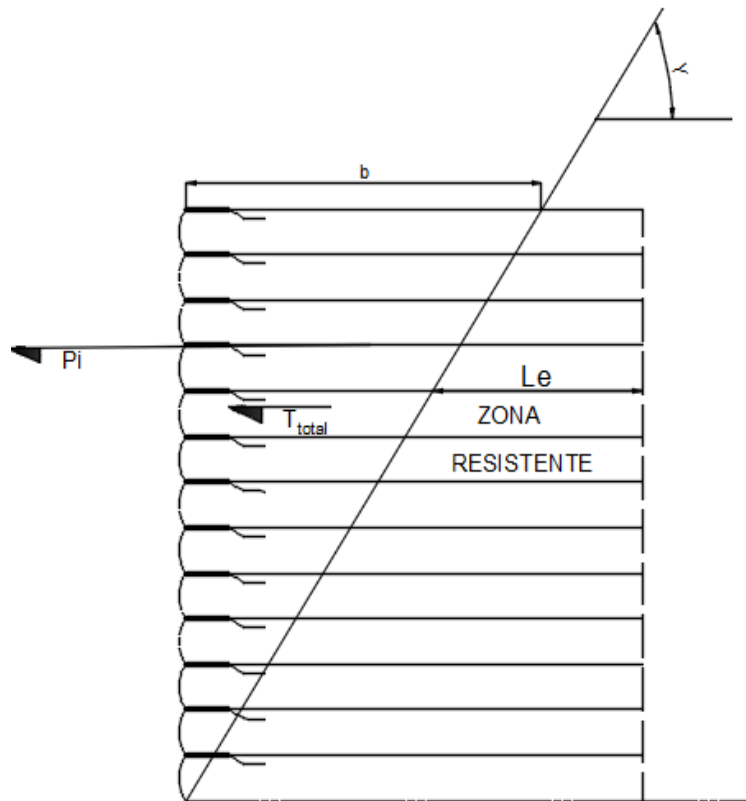


Figura 2.10 Diagrama de fuerzas sísmicas aplicadas al muro

La tensión total por capa de refuerzo es:

Capa	T _{mdi} (kN/m)	T _{max} (kN/m)	T _{total} (kN/m)
T 1	17.86	2.66	20.53
T 2	17.86	3.55	21.41
T 3	17.86	5.33	23.19
T 4	17.86	7.10	24.96
T5	17.86	8.88	26.74
T6	17.86	10.65	28.52
T7	17.86	12.43	30.29
T8	17.86	14.21	32.07
T9	17.86	15.98	33.84
T10	17.86	17.76	35.62
T11	17.86	19.53	37.39
T12	17.86	21.31	39.17
T13	17.86	23.09	40.95
T14	17.86	24.86	42.72
T15	17.86	26.64	44.50
T16	17.86	28.41	46.27
T17	17.86	30.19	48.05
T18	17.86	31.96	49.83
T19	17.86	33.74	51.60
T20	17.86	35.52	53.38
T21	17.86	37.29	55.15
T22	17.86	39.07	56.93
T23	17.86	40.84	58.70
T24	17.86	42.62	60.48
T25	17.86	44.39	62.26
T26	17.86	46.17	64.03
T27	17.86	47.95	65.81
T28	17.86	49.72	67.58
T29	17.86	51.50	69.36
T30	17.86	53.27	71.13
T31	17.86	55.05	72.91
T32	17.86	56.82	74.69
T33	17.86	58.60	76.46
T34	17.86	60.38	78.24
T35	17.86	62.15	80.01
T36	17.86	63.93	81.79
T37	17.86	65.70	83.57
T38	17.86	67.48	85.34
T39	17.86	69.26	87.12
T40	17.86	71.03	88.89
T41	17.86	72.81	90.67

Tabla 2.10 Incremento de tensión total por capa de refuerzo

Por lo tanto el muro queda de la siguiente manera:

No. CAPA	Z _i (m)	LT (m)	T _{max} (kN/m)	T _{total} (kN/m)
1	0.6	13.23	2.66	20.53
2	1.2	12.92	3.55	21.41
3	1.8	12.62	5.33	23.19
4	2.4	12.31	7.10	24.96
5	3	12.01	8.88	26.74
6	3.6	11.70	10.65	28.52
7	4.2	11.39	12.43	30.29
8	4.8	11.09	14.21	32.07
9	5.4	10.78	15.98	33.84
10	6	10.48	17.76	35.62
11	6.6	10.17	19.53	37.39
12	7.2	9.87	21.31	39.17
13	7.8	9.56	23.09	40.95
14	8.4	9.25	24.86	42.72
15	9	8.95	26.64	44.50
16	9.6	8.64	28.41	46.27
17	10.2	8.34	30.19	48.05
18	10.8	8.03	31.96	49.83
19	11.4	7.73	33.74	51.60
20	12	7.42	35.52	53.38
21	12.6	7.11	37.29	55.15
22	13.2	6.81	39.07	56.93
23	13.8	6.50	40.84	58.70
24	14.4	6.20	42.62	60.48
25	15	5.89	44.39	62.26
26	15.6	5.59	46.17	64.03
27	16.2	5.28	47.95	65.81
28	16.8	4.97	49.72	67.58
29	17.4	4.67	51.50	69.36
30	18	4.36	53.27	71.13
31	18.6	4.06	55.05	72.91
32	19.2	3.75	56.82	74.69
33	19.8	3.45	58.60	76.46
34	20.4	3.14	60.38	78.24
35	21	2.83	62.15	80.01
36	21.6	2.53	63.93	81.79
37	22.2	2.22	65.70	83.57
38	22.8	1.92	67.48	85.34
39	23.4	1.61	69.26	87.12
40	24	1.31	71.03	88.89
41	24.6	1.00	72.81	90.67

Tabla 2.11 Resumen de condiciones del muro por capa de refuerzo

CAPA 1	LT= 13.23M	Ttotal:20.53 kN/m
CAPA 2	LT= 12.92M	Ttotal:21.41 kN/m
CAPA 3	LT= 12.62M	Ttotal:23.19 kN/m
CAPA 4	LT= 12.61M	Ttotal:24.96 kN/m
CAPA 5	LT= 12.00M	Ttotal:26.74kN/m
<hr/>		
CAPA 35	LT= 2.83M	Ttotal:80.01 kN/m
CAPA 36	LT= 2.53M	Ttotal:81.79 kN/m
CAPA 37	LT= 2.22M	Ttotal:83.57 kN/m
CAPA 38	LT= 1.92M	Ttotal:85.34 kN/m
CAPA 39	LT= 1.61M	Ttotal:87.12 kN/m
CAPA 40	LT= 1.31M	Ttotal:88.89 kN/m
CAPA 41	LT= 1.00M	Ttotal:90.67 kN/m

Figura 2.11 Diagrama del muro representando longitudes totales y tensiones máximas

Como se observa, las longitudes encontradas no son uniformes, de manera que la longitud de refuerzo dada en un inicio puede ser utilizada ya que es mayor a las longitudes encontradas con el análisis interno, por lo que el análisis anterior da lugar a que la estabilidad del muro se cumpla.

Las longitudes y tensiones en cada una de las capas de refuerzo dadas anteriormente permite al ingeniero tener un criterio adecuado para la construcción, por lo para un proyecto ejecutivo se uniformizan las tensiones y las longitudes permitiendo un proceso eficaz.

CAPITULO III Diseño de muros de mampostería y concreto reforzado.

Los muros que se presentan varían en dimensión y en características individuales teniendo diferentes materiales de construcción. Los muros que se plantean para la comparación del método son:

- muro de mampostería o muro de gravedad
- un muro de concreto reforzado

El diseño se propone con los parámetros del proyecto antes mencionados cambiando las condiciones de algunos datos dependiendo el muro.

3.1 Diseño de muro con mampostería

En este caso se propuso un muro de mampostería con las siguientes dimensiones de corona $C=3.00$ m, de altura de proyecto $H=24.6$ m la base se propuso de $0.7*H$ dando como resultado de la base 17.22 m, la rodilla de muro $D=4.18$ m, el peso específico de la roca para utilizar en la construcción de la mampostería es de $\gamma=21.58$ kN/m³.

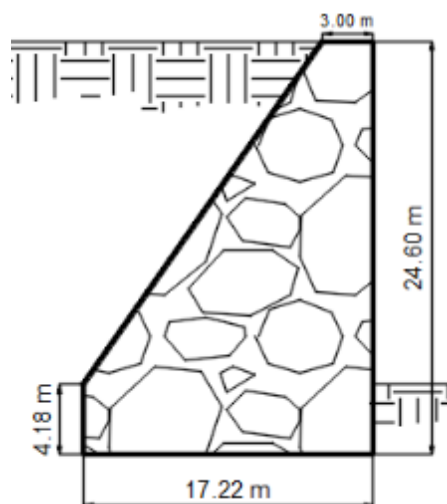


Figura 3.1 Dimensiones propuesta para el muro de mampostería.

Se calculan los empujes debido al suelo por medio de la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud del muro

$$Pa = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (35)$$

Donde:

K_a = es el coeficiente activo de Rankine

γ = peso específico del suelo retenido

H = altura del muro

Calculamos el coeficiente de Rankine del suelo retenido

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (36)$$

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

Por lo tanto:

$$K_a = 0.361$$

Por lo tanto la fuerza activa de Rankine es:

$$Pa = 1,900.80 \text{ kN/m}$$

Ubicada en $y = 1/3 H =$

$$y = 8.2 \text{ m}$$

A continuación se calcula el peso del muro y se tienen los valores en la siguiente tabla:

sección	área m ²	peso / unidad de longitud kN/m	brazo de palanca m	Momento kN-m/m
1	145.17	3132.81	7.74	24247.96
2	59.47	1283.32	10.11	12974.37
3	73.80	1592.60	1.50	2388.91
4	145.17	2525.99	12.48	31524.39
	ΣV	8534.73	Mr	71135.62

Tabla 3.1 Tabla para determinar el momento resistente del muro

Para el momento de vuelco, se tiene:

$$M_o = Pa \left(\frac{H}{3} \right) \quad (37)$$

Donde M_o es igual a:

$$M_o = 15,586.58 \text{ kN-m/m}$$

La revisión a volteo del muro es la relación entre el momento de resistente y el momento de volteo la cual debe ser mayor o igual a un Factor de Seguridad F.S. =2

$$F.S._{volteo} = \frac{\sum Mr}{M_o} \geq 2 \quad (38)$$

Por lo tanto:

$$F.S.=4.56 > 2$$

El muro cumple con la condición de volteo.

La revisión al deslizamiento del muro es la relación que existe entre la suma de los pesos actuantes por el coeficiente de deslizamiento entre el suelo de cimentación y el material del muro, dividido por el empuje activo del suelo. El resultado obtenido debe ser mayor al factor de seguridad al deslizamiento F.S. = 1.5.

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_c D^2 + 2C_2 \sqrt{K_p} D \quad (39)$$

Donde:

K_p = coeficiente pasivo

γ_c = peso específico del suelo de cimentación

C_c = coeficiente de fricción del suelo de cimentación.

Se calcula el coeficiente pasivo con la fórmula de Rankine

$$Kp = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi c}{2}\right) \quad (40)$$

$$Kp = \tan^2\left(45 + \frac{38}{2}\right)$$

Donde:

Kp= coeficiente pasivo de Rankine

φc= Angulo de fricción de suelo de cimentación

Por lo tanto:

$$kp=4.204$$

Se sustituye la fuerza de empuje pasivo se tiene que

$$Pp=2,352.10 \text{ kN/m}$$

Se calcula el factor de seguridad con la siguiente ecuación:

$$\frac{\sum V * \tan(K1 * \varphi2) + BK2C2 + Pp}{Pa} \geq 1.5 \quad (41)$$

Donde:

$$K1=K2=2/3$$

B= base del muro

Se tiene que:

$$F.S.\text{deslizamiento}=3.9$$

Por lo tanto 3.92 > 1.5 cumple con la condición por deslizamiento

Por último se revisa la capacidad de carga del terreno.

Es necesario analizar que la resultante R del empuje activo es, la suma de los pesos de la estructura ΣW y su punto de aplicación, cae dentro del tercio medio de la base del muro asegurando su estabilidad y no generar tensiones en la misma.

De la ecuación de esfuerzo se observa que la excentricidad debe ser menor o a lo más igual a la base entre 6.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Mr - Mo}{\sum v} = \quad (42)$$

Se sustituyen valores de la ecuación 4.8 $e = 2.10 \text{ m}$

$$e \leq \frac{B}{6} = 2.87 \text{ m}$$

$2.10 \text{ m} < 2.87 \text{ m}$ por lo tanto la excentricidad del muro se cumple.

A partir de las siguientes ecuaciones se tiene que

$$q = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 858.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (43)$$

$$q = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 132.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (44)$$

La máxima capacidad de carga del suelo puede ser determinada a partir de la siguiente ecuación de Meyerhof:

$$q_u = c_2 N_c F_{CD} F_{CI} + q N_q F_{qD} F_{qI} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma D} F_{\gamma I} \quad (45)$$

Para $\phi_2 = 38^\circ$, se tiene que $N_c = 61.35$, $N_q = 48.93$ y $N_\gamma = 78.03$. Además,

$$q = \gamma_2 \cdot D = 92.00 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 13.02 \text{ m}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan(\phi_2) (1 - \sin(\phi_2)) (D/B') = 1$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \left(\frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi_2} \right) = 1.31$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \left(\frac{\psi}{90} \right) \right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{Pa}{\sum v} \right) = 12.55$$

Así que

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \left(\frac{\psi}{90}\right)^2\right) = 0.74 \quad (46)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \left(\frac{\psi}{\phi 2}\right)^2\right) = 0.448 \quad (47)$$

Sustituyendo la ecuación de carga última se tiene que

$$q_u = 14,792.90 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto $14792.90 \text{ kN/m}^2 > 858.53 \text{ kN/m}^2$ no sobrepasa la capacidad de carga del suelo por cual pasa la condición.

3.2 Diseño de muro con concreto reforzado

El muro con este material tiene las siguientes medidas

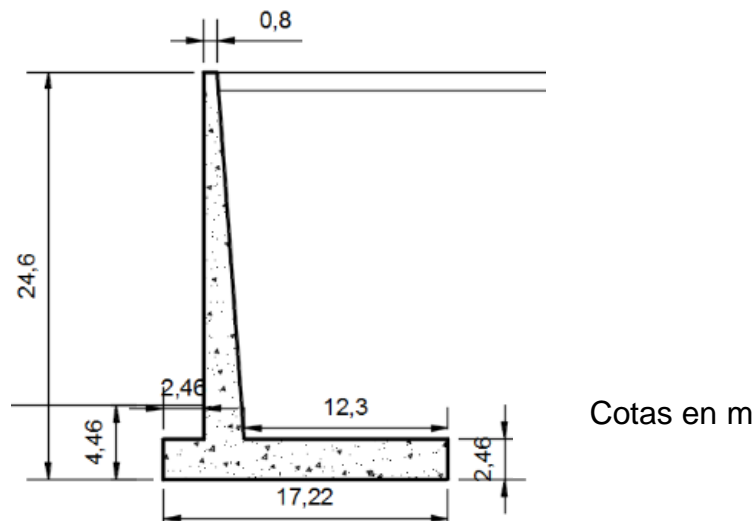


Figura 3.2. Dimensiones del muro me concreto reforzado

Se calculan los empujes debido al suelo por medio de la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud del muro

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (48)$$

Donde:

K_a = es el coeficiente pasivo de Rankine

γ = peso específico del suelo retenido

H= altura del muro

Se calcula el coeficiente de Rankine del suelo retenido

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (49)$$
$$Ka = \tan^2\left(45 - \frac{28}{2}\right)$$

Por lo tanto:

$$Ka=0.361$$

Se sustituye la ecuación de la fuerza activa de Rankine, tenemos que:

$$Pa=1900.80 \text{ kN/m}$$

Ubicada en $y=1/3 H =$

$$y=8.2 \text{ m}$$

A continuación se calcula el peso del muro donde se refleja en los valores en la siguiente tabla:

Sección	W (kN/m)	Brazo de palanca (m)	Momento de equilibrio (kN-m/m)
W1	1,033.61	8.61	8,899.41
W2	432.17	3.69	1,594.72
W3	448.38	3.81	1,709.82
W4	319.75	4.37	1,396.22
W5	4,738.40	11.07	52,454.12

Tabla 3.2 Momentos del muro

$$\sum V = 6,972.31 \text{ kN-m/m} \quad \sum Mr = 66,054.29 \text{ kN-m/m}$$

Para el momento de volteo, se tiene

$$Mo = Pa \left(\frac{H}{3}\right) \quad (50)$$

Donde Mo es igual a

$$Mo = 15,586.58 \text{ kN-m/m}$$

Por lo tanto la revisión a volteo del muro es la relación entre el momento de resistente y el momento de volteo la cual debe ser mayor o igual a un Factor de Seguridad F.S. =2

$$F.S.volteo = \frac{\sum Mr}{Mo} \geq 2 \quad (51)$$

Por lo tanto

$$F.S.volteo=4.24 > 2$$

El muro cumple con la condición de volteo.

La revisión al deslizamiento del muro es la relación que existe entre la suma de los pesos actuantes por el coeficiente de deslizamiento entre el suelo de cimentación y el material del muro, dividido por el empuje activo del suelo. El resultado obtenido debe ser mayor al factor de seguridad al deslizamiento F.S. = 1.5.

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_c D^2 + 2C_2 \sqrt{K_p} D \quad (52)$$

Donde

K_p = coeficiente pasivo

γ_c = peso específico del suelo de cimentación

C_c = coeficiente de fricción del suelo de cimentación.

Se calcula el coeficiente pasivo con la fórmula de Rankine

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_c}{2}\right) \quad (53)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{38}{2}\right)$$

Donde

K_p = coeficiente pasivo de Rankine

ϕ_c = Angulo de fricción de suelo de cimentación

Por lo tanto:

$$k_p = 4.204$$

Se sustituye la fuerza de empuje pasivo:

$$P_p = 2,565.79 \text{ kN/m}$$

Tenemos que el factor de seguridad es:

$$\frac{\sum V * \tan(K1 * \phi_2) + BK2C2 + P_p}{Pa} \geq 1.5 \quad (54)$$

Donde:

$$K1 = K2 = 2/3$$

B = base del muro

Por lo tanto se sustituyen valores y se tiene que

$$F.S. \text{deslizamiento} = 3.31$$

Se tiene que $3.31 > 1.5$ cumple con la condición por deslizamiento

Por último se revisa la capacidad de carga del terreno.

Es necesario analizar que la resultante R del empuje activo es la suma de los pesos de la estructura ΣW y su punto de aplicación cae dentro del tercio medio de la base del muro asegurando su estabilidad y no generar tensiones en la misma.

De la ecuación de esfuerzo se nota que se debe limitar a una excentricidad menor o igual a la base entre 6.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Mr - Mo}{\Sigma v} \quad (55)$$

Se sustituyen valores de la ecuación donde $e = 1.37 \text{ m}$

$$e \leq \frac{B}{6} = 2.87 \text{ m}$$

Al ser la excentricidad calculada 1.37 m menor a 2.87 el muro cumple la condición de excentricidad.

A partir de las siguientes ecuaciones se tiene que

$$q = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 598.41 \frac{kN}{m^2} \quad (56)$$

$$q = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 211.37 \frac{kN}{m^2} \quad (57)$$

La máxima capacidad de carga del suelo puede ser determinada a partir de la siguiente ecuación de Meyerhof:

$$q_u = c_2 N_c F_{CD} F_{CI} + q N_q F_{qD} F_{qI} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma D} F_{\gamma I} \quad (58)$$

Para $\phi_2=30^\circ$, se tiene que $N_c=61.35$, $N_q= 48.93$ y $N_\gamma= 78.03$. Además,

$$q = \gamma_2 D = 56.12 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 11.93 \text{ m}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan(\phi_2) (11 - \sin(\phi_2)^2) (D/B') = 1.29$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \left(\frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi_2} \right) = 1.31$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \left(\frac{\psi}{90} \right) \right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{Pa}{\sum v} \right) = 15.25$$

Así que

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \left(\frac{\psi}{90} \right) \right)^2 = 0.69 \quad (59)$$

$$F\gamma i = \left(1 - \left(\frac{\psi}{\phi 2}\right)\right)^2 = 0.36 \quad (60)$$

Sustituyendo la ecuación de carga última se tiene:

$$q_u = 7,443.58 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto $7,443.58 \text{ kN/m}^2 > 588.41 \text{ kN/m}^2$ no sobrepasa la capacidad de carga del suelo por cual cumple la condición.

3.3 Tabla comparativa de los métodos

Al comparar los tres sistemas de retención, se presentan diferentes características que se indica en la tabla 3.3 que son muy notables en cada uno.

En el muro de mampostería no presenta refuerzo, mientras en el muro de concreto y de geosintético muestran refuerzo de acero y polimérico (geosintético) respectivamente. El muro por condición de volteo el factor de seguridad mínimo que deben cumplir los sistemas es de 2, el muro reforzado con geosintéticos es más eficaz que los otros dos, ya que tiene un factor de seguridad de 3.26, en el muro de concreto se obtiene un factor de 4.24 y en el muro de mampostería de 4.56.

La condición por deslizamiento, los muros de concreto y mampostería presenta un valor de 3.91 y de 3.32 respectivamente que es mucho mayor al valor de seguridad empleado de 1.5 por lo que su valor es muy conservador, mientras que el muro de geosintético es de 2.10, siendo mayor pero más eficiente.

En tanto la excentricidad de la resultante de fuerzas en la base en los tres sistemas es menor al sexto medio de la base.

Los tres muros presentan un comportamiento favorable a la carga última del suelo siendo el muro con geosintéticos más conservador.

	Tipo de muro		
	Mampostería	Concreto	Geosintéticos
Dimensiones (m)			
Tipo de refuerzo	N/A	Acero	Geosintéticos
F.S. Volteo > 2	4.56	4.24	3.26
F.S. Des > 1.5	3.91	3.32	2.10
Excentricidad L/6 (m)	2.10	1.37	3.67
Capacidad última de carga qult (kN/m ²)	14792.90	7443.19	7925.36
Carga admisible del muro qu (kN/m ²)	858.53	598.41	673.69

Tabla 3.3 Comparación de los valores obtenidos de los muros de mampostería, concreto y geosintéticos

Conclusiones

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

Además de que en comparación de otros sistemas el uso de muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos no tiene limitaciones de altura ya que material de refuerzo usado puede tener diferentes capacidades de tensión, además de ser sistemas eficientes y en la revisión de estados límites, da como resultado un comportamiento adecuado el refuerzo, utilizado en conjunto con el sistema, es capaz de dispersar los movimientos producidos por sismos de magnitudes grandes sin daño aparente.

Los muros de retención de gravedad y muros de concreto reforzado actúan por peso propio teniendo la tendencia a voltearse por las presiones activas del suelo retenido además tener un gran dimensionamiento del muro haciendo que éste sea un factor económico importante por la gran cantidad de material utilizado para la construcción de tipos de muros, así por lo tanto los muros por gravedad y reforzados es recomendable no exceder a 10 metros de altura en la construcción de muros.

En general los muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos es una solución ante situaciones que el proyecto requiera y gracias a este sistema en nuestro país en zonas sísmicas es muy recomendable, pues dentro de los diseños de estabilidad dinámica que se hace con el empuje dinámico de Mononobe-Okabe

nos permite tener un mejor comportamiento ante las cargas dinámicas que se presentan en el país.

En México, la aplicación de nuevas tecnologías en la ingeniería deben estar a disposición de los proyectos para reducir puntos de conflicto que los métodos convencionales no pueden resolver. Así mismo, la alternativa de construir muros con geosintéticos está tendiendo un desarrollo favorable en la ingeniería del país obteniendo grandes avances en el campo de la construcción de obras de retención y siendo una alternativa económica muy fiable.

Referencias

Gómez J.A., Reyes R. y Garnica P. (2013). Diseño de muros reforzados con geosintéticos. Querétaro: IMT.

Gómez J.A. (2013). Alternativas de construcción con geosintéticos, PUBLICACIÓN VÍAS TERRESTRES AMIVTAC NUM 24: 4-8

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-NHI-10-024

AASHTO, 2012, LRFD Bridge Design Specifications, American association of state highway and transportation Official, Inc., Washington, D. C.

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

López A., Osorio S., Razo M., Villegas S., Rodríguez R., Silva B. y Jaramillo G. (2014). Proyecto de un muro Mecánicamente Estabilizado (H=24.60 m) para apoyar una bodega industrial. SMIG XXVIII Reunión Nacional de Mexicana de Suelos e Ingeniería Geotécnica Pág. 1:3.

SCT. (2014). Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados. Pág.: 7, 19, 24.

M. Das Braja(2015). Fundamentos de ingeniería geotécnica Cuarta Edición. Cengage Learning Editores S.A. de C.V. México, D.F. Capítulo 15.

Gomez J. M., Figueras M. y Gomez J. A. (2015). Diseño de muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos. SMIG IV Coloquio de Ingeniera Geotécnica, México, D.F.

Departamento de Ingeniería-Geosistemas PAVCO (2009). “Manual de diseño con Geosintéticos”, Bogotá, Colombia.

Díaz J. F., Escobar O. E. y Olivo E.J. (2009). Aplicación de los geosintéticos en la estructura de los pavimentos y en obras de drenaje para carreteras. Universidad de el Salvador. El Salvador, el Salvador.

Soto H. E. (2009). La aplicación de Geosintéticos a terraplenes. UNAM, México, D.F.

<http://geoproductos.net/geoweb/definiciones.html>

<http://www.geosyntheticssociety.org/wpcontent/plugins/resources/documents/Classification/Espanol.pdf>

<http://www.amanco.com.mx>