



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

FACULTAD DE INGENIERÍA

SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS DE POSGRADO

**“PROGRAMA PARA EL DISEÑO DE
MUROS REFORZADOS CON
GEOSINTÉTICOS”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
OPCIÓN TERMINAL EN GEOTECNIA

PRESENTA

DAVID MORALES FLORES

DIRECTOR DE TESIS:
DR. GABRIEL JIMÉNEZ SUAREZ

CIUDAD UNIVERSITARIA PUEBLA, PUE. MARZO 2015.



BUAP

OFICIO SIEP No. 528/ 2015

C. DAVID MORALES FLORES

Maestría en Ingeniería, Opción terminal Geotecnia
Presente.

El suscrito M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **“Programa para el diseño de muros reforzados con geosintéticos”**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Geotecnia. Asignándose como Asesor de Tesis al Dr. Gabriel Jiménez Suárez.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

“Pensar bien, para vivir mejor”

Puebla, Puebla a 03 de marzo de 2015

M.I. EDGAR IRAM VILLAGRÁN ARROYO
Director de la Facultad de Ingeniería



C.c.p. Dr. Gabriel Jiménez Suárez. Asesor tema tesis.

C.c.p. Archivo
GJS/MFC/dsm.

AUTORIZACIÓN DE IMPRESIÓN DE TESIS

**M. en I. EDGAR IRAM VILLAGRÁN ARROYO
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA BUAP
P R E S E N T E .**

El suscrito Dr. Gabriel Jiménez Suárez, Asesor del trabajo de tesis presentado por el C. David Morales Flores, de la Maestría en Ingeniería opción terminal Geotecnia de esta Facultad de Ingeniería, le informo a usted que habiendo revisado el contenido temático de la tesis, cumple con las disposiciones reglamentarias no teniendo inconveniente en autorizar la impresión de la misma.

Lo que hago de su conocimiento para los efectos legales a que haya lugar.

ATENTAMENTE
Puebla, Pue., 06 de marzo de 2015



DR. GABRIEL JIMÉNEZ SUÁREZ

C.c.p. El Interesado.
C.c.p. Archivo.

Dedicatorias:

Primeramente al Ingeniero Universal por darme la vida y la inteligencia para poder llegar hasta este punto en mi vida y haberme puesto en la familia correcta para guiar mis pasos por un buen camino.

A mi esposa Berenice Cruzado Peñuela y mi hija Amaris Ariana Morales Cruzado por que son mi motivación para superarme día a día.

A mis Padres el Sr, Jaime Morales Medel y la Señora Marina Flores Rivera por sus sabias enseñanzas en el camino de la vida y su apoyo incondicional tanto emocional como económico.

A mis hermanos: Vianney Morales Flores, Emmanuel Morales Flores y Brenda Morales Flores por ser parte de mi vida y por el apoyo brindado en los momentos difíciles.

A mis ahijados Marina López Morales y Emmanuel Morales Alvarado.

A todas las personas que son parte importante de mi vida, familiares y amigos que conocen mi vida, mis debilidades y fuerzas, así como los logros alcanzados.

A los Ingenieros con los que he trabajado a lo largo de mi vida profesional, principalmente a los Ingenieros Munguia Huerta, por compartir su experiencia con migo, por su apoyo como jefes dándome el Tiempo necesario para atender mis estudios siendo siempre flexibles con los horarios.

RESUMEN:

Este trabajo de tesis contiene información relativa a las teorías de empuje de tierras, teorías para el diseño de muros de contención, y como parte medular contiene procedimientos y criterios de diseño para muros reforzados con geosintéticos.

Se presentan los elementos necesarios para el diseño de estabilidad interna en muros mecánicamente estabilizados con geosintéticos así como el diseño de la estabilidad externa y la determinación de sus factores de seguridad que garanticen la correcta funcionalidad estructural de estos.

Con esta tesis se pretende impulsar la implementación de nuevas tecnologías, en este caso los geosintéticos aplicados como refuerzo de muros, haciendo ver que son alternativas rentables y técnicamente viables en caso de inestabilidad de taludes, baja capacidad de carga en el terreno de cimentación, limitación en el derecho de vía o muros que requieren grandes alturas.

Como complemento a este trabajo de tesis, se desarrolla un programa bajo la plataforma de Mat Lab en un entorno gráfico y que servirá como una herramienta auxiliar para el diseño de muros reforzados con geosintéticos, tanto para su revisión como un muro convencional, es decir como un muro de gravedad, como su estabilidad interna garantizando que no se produzca el deslizamiento del material terreo con respecto al refuerzo, con el uso de este programa se podrán realizar propuestas técnicas y económicas de manera rápida y considerando diferentes alternativas tanto de refuerzo como del material terreo empleado para su conformación.

El programa fue desarrollado bajo la metodología tratada 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.

CAMBIARIA TODO LO QUE SE POR LA MITAD DE LO QUE IGNORO.

RENÉ DESCARTES

Índice.

1.- Introducción.

- 1.1.- Objetivos.
- 1.2.- Planeamiento del problema.
- 1.3.- Alcance de la tesis.

2.- Empuje de tierras

- 2.1- Generalidades
- 2.2.- Presión de tierra en reposo
- 2.3.- Presión activa y presión pasiva
- 2.5.- Diagramas de empujes sobre muros

3.- Muros de Contención

- 3.1.- Generalidades de los muros de contención
- 3.2.- Aplicación de las teorías de empuje de tierra al diseño de muros
- 3.3.- Teoría de la tierra armada.

4.- Introducción a los geosintéticos

- 4.1.- Generalidades de los geosintéticos
- 4.2.- Geotextiles
- 4.3.- Geomallas
- 4.4.- Geomembranas

5.- Muros de contención reforzados con geosintéticos

- 5.1.- Generalidades
- 5.2.- Aplicaciones de muros reforzados con geosintéticos
- 5.3.- Metodología de diseño
- 5.4.- Ejemplo Numérico

6.- Programa para el diseño de muros reforzados con geosintéticos.

- 6.1.- Desarrollo del programa.
- 6.2.- Aplicación del programa propuesto.
- 6.3.- Ejemplo Práctico.

Conclusiones.

Referencias.

Anexos

1.- Introducción.

El propósito de esta tesis es la presentación de algunos criterios generales y técnicas para el dimensionamiento, diseño y ejecución de obras de contención a base de muros reforzados con geosintéticos, al mismo tiempo se pretende contribuir con una herramienta útil para los ingenieros diseñadores y que están poco familiarizados con el empleo de este tipo de estructuras de contención.

1.1.- Objetivos.

Impulsar el uso de nuevas tecnologías, como es el caso de geosintéticos como refuerzo en masas de suelo, reforzar el conocimiento que se tiene acerca del tema relativo a los muros reforzados con geosintéticos, proporcionar una herramienta para el análisis y el diseño de este tipo de estructuras.

1.2.- Planteamiento del problema.

Con frecuencia, en los proyectos relacionados a las vías terrestres, se presentan diversos problemas o necesidades, donde dos masas de tierra deben mantenerse en diferente nivel, normalmente el talud es la solución más común, pero esto implica mayor ocupación en el derecho de vía, por lo que comúnmente se emplean las estructuras de contención para resolver dichos problemas.

El mayor número de estructuras construidas en obras viales son los muros de mampostería o de concreto, es decir estructuras rígidas, normalmente estos muros son de escasa altura, es decir por debajo de 10 mts, y aunque nos es común la construcción de estructuras de contención de grandes dimensiones, no debe desecharse la posibilidad de la necesidad de estas, sobre todo actualmente que se están construyendo autopistas de gran magnitud en zonas topográficamente complicadas.

Los muros reforzados con geosintéticos son una alternativa rentable para situaciones en las que el concreto reforzado o la mampostería han sido empleados usualmente, o en áreas donde existen limitaciones en cuanto a la adquisición de derecho de vía. Son particularmente recomendados para hacer construcciones económicas en donde el terreno presenta fuertes pendientes, en donde el terreno para cimentar tiene baja capacidad de carga o está sujeta a taludes inestables.

1.3.- Alcance de la Tesis.

En realidad existe poca teoría que trata el diseño de muros reforzados con geosintéticos, esta tesis pretende servir como una guía de diseño, recopilando información de libros que tratan el tema en particular, y que a su vez están basados en la metodología de diseño tratada por el departamento de transporte de los Estados Unidos de América en su publicación: FHWA-NHI-00-043 "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines".

Como objetivo principal de esta tesis se desarrolló un programa que pretende sea una aportación útil a los ingenieros proyectistas y que se encuentran poco familiarizados con el diseño de muros reforzados con geosintéticos, para que les sirva como una herramienta para el pre dimensionamiento, diseño y revisión de muros reforzados con geosintéticos.

2.- Empuje de tierras

2.1.- Generalidades

La importancia de las teorías de empuje de tierras, radica en la información que estas nos pueden proporcionar y así conocer las fuerzas que actúan sobre una estructura de contención ^[1].

La primera metodología de cálculo con bases científicas, fue propuesta por Ch. A. Coulomb en el año de 1776 y basado en la hipótesis de que la tierra es incompresible, que la deformación que la masa de suelo sufre hasta antes de la falla es despreciable y que la superficie de falla es plana, esta teoría fue interpretada por Coulomb a través de su propia ecuación ^[1].

$$s = c + \sigma \tan \varphi \dots\dots\dots 2.1.1$$

Aunque las teorías de Coulomb fueron tomadas por ingenieros que hasta entonces basaban sus diseños en metodologías empíricas, al aplicarlas en la realidad, sufrieron fracasos, esto debido a la mala interpretación que se tenía a cerca del valor del ángulo φ y que en su momento se interpretó como el ángulo de reposo del material ^[1].

Como resultado de investigaciones más recientes, se cambió el concepto del valor del ángulo de reposo del material, así como la interpretación de los parámetros de resistencia de los suelos lo que ha permitido llevar a la práctica las teorías

expuestas por Coulomb y Rankine, y aunque dichas teorías no se pueden considerar óptimas resultan atractivas para los ingenieros debido a la facilidad con la que estas se pueden desarrollar ^[1].

2.2.- Presión de tierra en reposo

Considerando un elemento de suelo de altura dz situado a una profundidad z en el interior de un semiespacio de suelo en “reposo” (es decir sin que se permita ningún desplazamiento a partir de un estado natural), en tales condiciones dicho elemento se ve sometido a presiones efectivas verticales y horizontales, esto según la figura 2.2.1 ^[2].

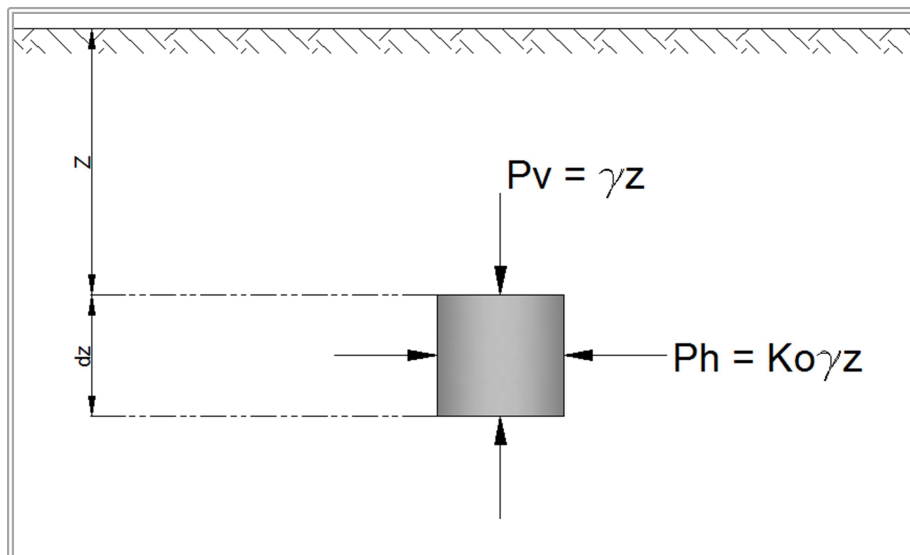


Figura 2.2.1.- Esfuerzos actuantes sobre una elemento de suelo en reposo.

Bajo la presión vertical actuante, el elemento de suelo se presiona lateralmente, originándose así un esfuerzo horizontal, que con base en la experiencia, se ha aceptado como directamente proporcional a la presión vertical ^[3].

La constante de proporcionalidad entre la presión vertical y la presión horizontal se denomina “coeficiente de presión de tierra en reposo” y sus valores han sido obtenidos experimentalmente en laboratorio y en campo, observándose, que para suelos granulares sin finos, oscila entre 0.40 y 0.80, siendo el primer valor, característico de las arenas sueltas y el segundo de arenas intensamente apisonadas ^[2].

A partir de las condiciones de esfuerzo en reposo, se puede llegar a la falla por dos caminos de interés práctico, el primero, manteniendo constante el P_v y disminuyendo el valor de P_h , el segundo es, manteniendo el valor P_v y aumentando el valor P_h [1].

2.3.- Presión activa y pasiva.

Según Rankine un suelo se encuentra en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado, por lo que caben dos estados plásticos prácticos, el que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo (estado activo) y el que ocurre cuando dicho valor alcanza su valor máximo (estado pasivo) [4].

Lo comentado en el párrafo anterior puede ser visto de manera gráfica en la figura 2.3.1.

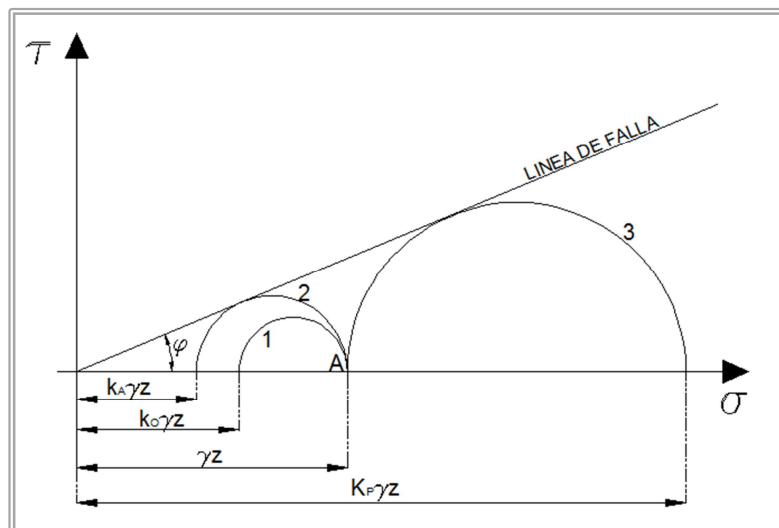


Figura 2.3.1.- Estados plásticos en el diagrama de Mohr (suelos friccionantes)

Partiendo de:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N_\phi} \dots\dots\dots 2.3.1$$

Se ve entonces que:

$$K_A = \frac{1}{N_\phi} = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots 2.3.2$$

Expresión que da el valor del coeficiente activo de presión de tierras.

Análogamente en el estado plástico pasivo se tendrá:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N_\varphi \dots\dots\dots 2.3.3$$

Y resulta:

$$K_p = N_\varphi = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots 2.3.4$$

Expresión que da el coeficiente pasivo de presión de tierras.

De lo expuesto con anterioridad se sabe que es necesario un movimiento suficiente de la pared para alcanzar un estado de equilibrio plástico. Sin embargo, la distribución de la presión lateral de tierra contra una pared está muy influenciada con la manera en la que la pared se flexiona en realidad. Por lo que aplicando esta teoría a los muros de contención, el movimiento puede producirse por simple traslación, o más frecuentemente, por rotación alrededor de la parte inferior [2].

Suponiendo un muro teórico sin fricción representado por el plano A-B según la figura 2.3.2., si dicho plano gira alrededor de su fondo a una posición A'-B, entonces un terreno triangular masivo ABC' adyacente a la pared alcanzará el estado activo de Rankine [2]. La masa de suelo en su estado de equilibrio plástico esta limitado por el angulo BC' que forma un angulo de $45 + \frac{\varphi}{2}$ grados con la horizontal. El suelo se somete a la misma deformación unitaria en la dirección horizontal en todas partes y que es igual a $\frac{\Delta L_a}{H}$.

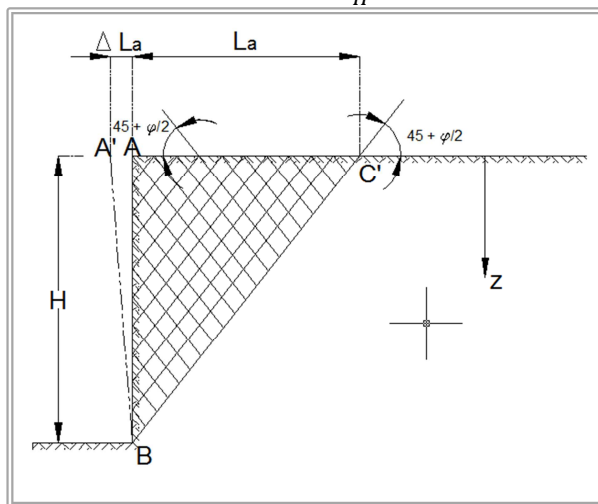


Figura 2.3.2 Estado activo de Rankine

De manera similar y tomando como referencia la figura 2.3.3. Si la pared sin fricción A- B gira lo suficiente dentro de la masa del suelo a una posición A''- B, a continuación la masa de suelo A-B-C'' llegara a un estado pasivo según la teoría de Rankine [2]. El plano de deslizamiento BC'' delimita la cuña de suelo que se encuentra en un estado de equilibrio plástico y forma un ángulo de $45 - \frac{\varphi}{2}$ grados con la horizontal. Cada punto de la tierra en la zona triangular A-B-C'' se somete a la misma unidad de deformación en la dirección horizontal, que es igual a $\frac{\Delta L_P}{H}$

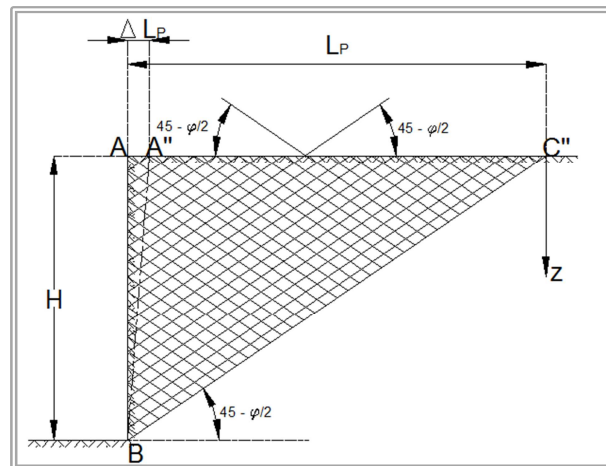


Figura 2.3.3. Estado pasivo de Rankine

2.4.- Diagrama de empujes sobre muros.

El peso unitario, la cohesión, y el ángulo de fricción interna del suelo son γ , c y φ , respectivamente. Para el caso activo de Rankine, la presión de tierra a cualquier profundidad contra el muro de contención puede obtenerse por medio de la siguiente ecuación [2]:

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 - 2\sqrt{K_a}cH \dots\dots\dots 2.4.1$$

Y para la condición de $\varphi = 0$ se tiene:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2cH \dots\dots\dots 2.4.2$$

Para el caso pasivo la presión está dada por:

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma H^2 + 2\sqrt{K_p}cH \dots\dots\dots 2.4.3$$

Y para la condición de $\varphi = 0$ se tiene:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 + 2cH \dots\dots\dots 2.4.4$$

Lo anterior, no es otra cosa que el área del diagrama de empuje de tierras, y que para el caso activo se puede apreciar en la figura 2.4.1, y para el caso pasivo se muestra en la figura 2.4.2.

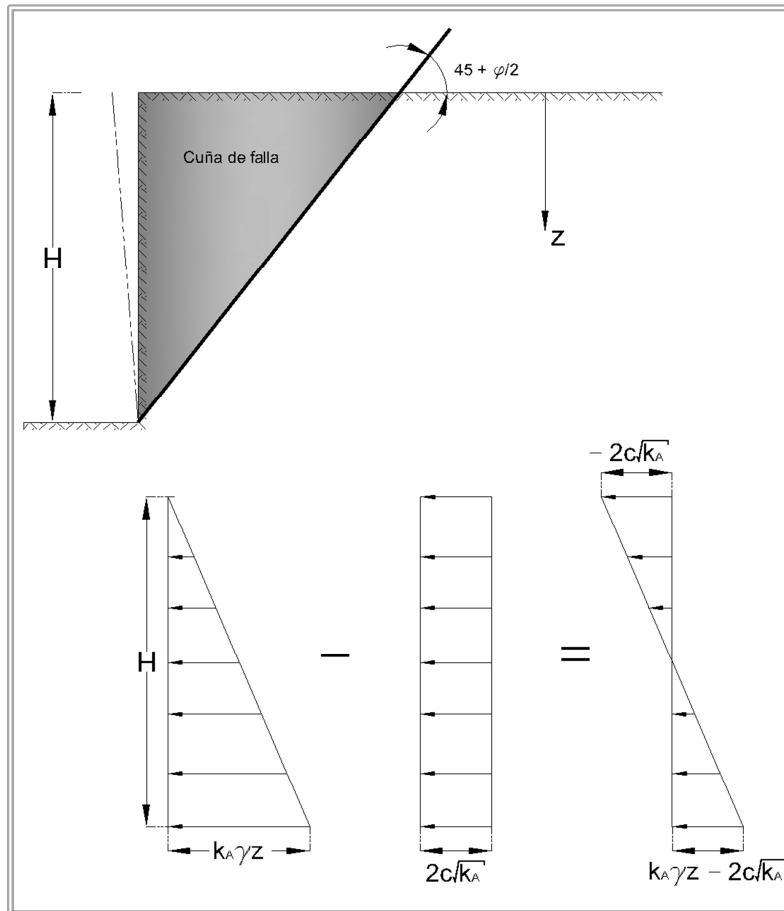


Figura 2.4.1 Presión activa sobre un muro de contención según Rankine.

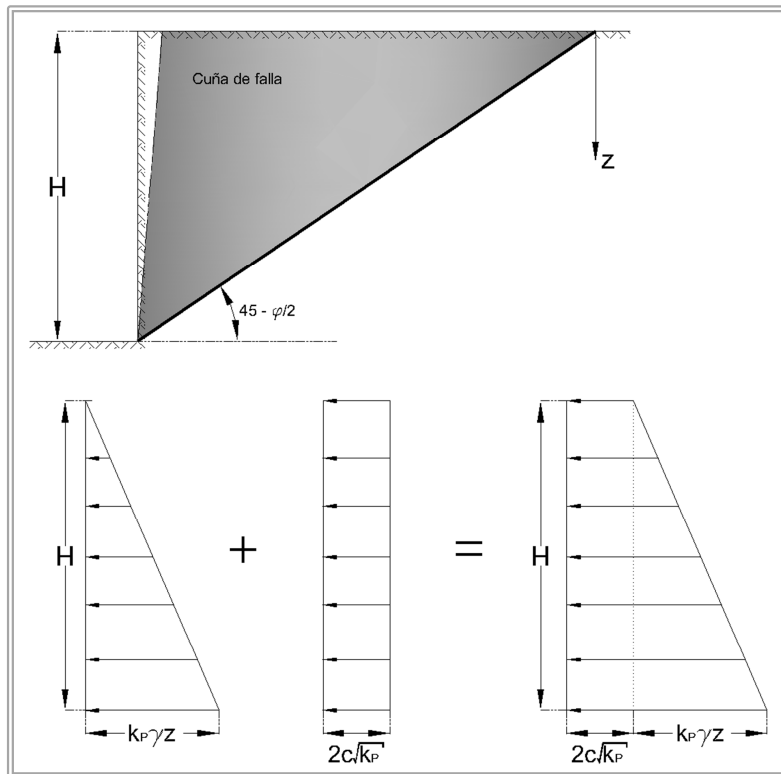


Figura 2.4.2 Presión pasiva sobre un muro de contención según Rankine.

El punto de aplicación de la resultante, está dada por el centroide del diagrama, la importancia de la aplicación de la resultante del empuje se verá más a fondo en el capítulo correspondiente a muros de contención [2].

Como se ha visto hasta este momento, el relleno a contener se ha considerado horizontal, por lo que las presiones activas o pasivas según la teoría de Rankine se consideran horizontales, pero en el caso de que el relleno tuviese una inclinación β con respecto a la horizontal, dichas presiones ya no serían horizontales [3].

El estado plástico queda definido por la tangencia del círculo de Mohr con la línea de resistencia. Este problema puede resolverse en forma simple para materiales granulares no cohesivos. Tomando como referencia la figura 2.4.3. La inclinación de la superficie queda definida por el ángulo β , por consiguiente la línea OA representa la magnitud del esfuerzo principal menor σ_x' el cual es paralelo a la superficie, el tramo OB representa el esfuerzo principal mayor σ_z el cual actúa en la superficie inclinada a la profundidad z [3].

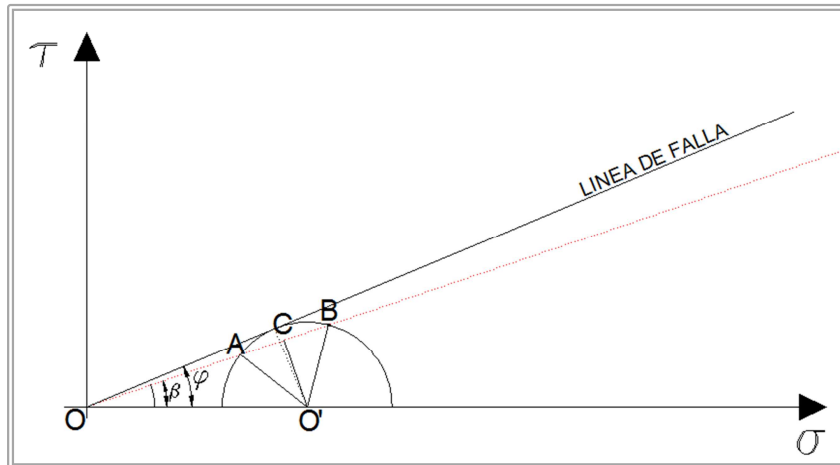


Figura 2.4.3 Estado plástico de una masa de suelo semi infinita.

De la geometría de la figura 2.4.3 se obtiene:

$$\frac{OA}{OB} = \frac{OC - CA}{OC + CB} \dots\dots\dots 2.4.5$$

$$OC = OO' \cos \beta$$

$$O'B = OO' \sin \varphi$$

$$OC = OO' \sin \beta$$

Ademas:

$$AC = CB = \sqrt{(O'B)^2 - (O'C)^2} \dots\dots\dots 2.4.6$$

Sustituyendo tenemos:

$$\frac{OA}{OB} = \frac{OO' \cos \beta - \sqrt{(OO' \sin \varphi)^2 - (OO' \sin \beta)^2}}{OO' \cos \beta + \sqrt{(OO' \sin \varphi)^2 - (OO' \sin \beta)^2}} \dots\dots\dots 2.4.7$$

De la expresión anterior se tiene:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos \beta - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta}}{\cos \beta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta}} \dots\dots\dots 2.4.8$$

De saber que:

$\sin^2 \varphi + \cos^2 \varphi = 1$; $\sin^2 \varphi = 1 - \cos^2 \varphi$ y se obtiene finalmente:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \dots\dots\dots 2.4.9$$

Ahora de la figura 2.4.4 se tiene la siguiente expresión:

$$\sigma_v = \gamma_z \cos \beta \dots\dots\dots 2.4.10$$

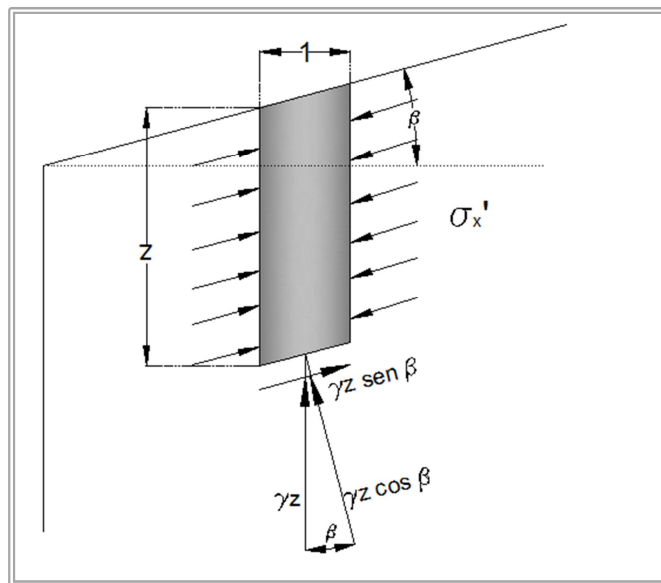


Figura 2.4.4 Estado plástico activo en una masa de suelo.

De la expresión anterior y sustituyendo en 2.4.9. se tiene:

$$\sigma_h = \gamma_z \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \dots\dots\dots 2.4.11$$

De donde $\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$ es el coeficiente de presión activa de Rankine cuando la superficie del relleno esta inclinada un ángulo β .

Si $b =$ dicha expresión se reduce a la ecuación 2.3.2 vista con anterioridad.

De manera análoga se llega a la expresión para el coeficiente de presión pasivo de Rankine.

Todas las formulas anteriores se aplican frecuentemente en la práctica de la construcción de muros de contención por lo que es de fundamental importancia mencionar las condiciones de su aplicabilidad y que son las hipótesis de la teoría de Rankine las cuales se enlistan a continuación:

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
- No existe fricción entre el suelo y el muro.
- La cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$).
- La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
- El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal.

3.- Muros de contención.

3.1.- Generalidades de los muros de contención.

Los muros de contención son estructuras que proporcionan apoyo lateral permanente a taludes verticales o casi verticales del suelo ^[6].

Los muros de contención son estructuras muy comunes en una obra carretera, ya sea para reducir el derecho de vía, para estabilizar una masa de suelo que se encuentra en estado de falla, para mantener el ancho de calzada de la carretera, para mantener a diferentes niveles una carretera, etc...

Aunque la construcción de muros de contención es muy común en las obras carreteras, también se emplean en edificios, por ejemplo en sótanos, estacionamientos subterráneos, en obras hidráulicas como presas, canales, cisternas de almacenamiento etc...

Los muros de contención que se utilizan generalmente en la construcción pueden agruparse en cuatro clasificaciones:

- Muros de gravedad.
- Muros de semigravedad.
- Muros reforzados.
- Muros con contrafuerte.

Muros de gravedad.- generalmente este tipo de muros se construyen con concreto ciclópeo o mampostería. Ellos dependen de su propio peso y de cualquier apoyo

del suelo para su estabilización. Este tipo tiene una desventaja económica cuando se trata de muros muy altos.

Muros de semigravedad.- Son muros semejantes a los muros de gravedad, pero en este caso suele usarse cierta cantidad de acero para poder minimizar la sección del muro.

Muros reforzados.- este tipo de muro esta hecho de concreto armado, lo que permite tener una sección relativamente esbelta, consiste en un espolón delgado y una losa en la base, este tipo de muros resulta económico hasta alturas de 8.00 mts.

Muros con contrafuerte.- Este tipo de muro es similar al de concreto reforzado, sin embargo a intervalos regulares tiene delgadas losas de concreto, conocidos como contrafuertes y que unen la pared y la losa de base con el propósito de reducir el esfuerzo cortante y los momentos de flexión.

3.2.- Aplicación de las teorías de empuje de tierra al diseño de muros.

Para el empleo de las teorías de empuje de tierras vistas en el capítulo 2, el ingeniero diseñador tiene que hacer varias suposiciones simples. Para poder utilizar la teoría de Rankine se supone una línea base de manera vertical situada en el borde del talón, hasta la parte del relleno contenido, y se supone que la presión activa de Rankine se desarrolla a lo largo de ese plano vertical A-B, en el análisis de la estabilidad del muro deben considerarse la fuerza P_a (Rankine), el peso del suelo por encima del talón, W_s , y el peso propio del muro ^[2].

El diseño de muros de contención ordinarios, no contempla problemas de presión hidrostática, ya que siempre se considera la construcción de instalaciones para el drenaje de los suelos retenidos ^[6].

En ocasiones el terreno retenido por el muro tiene que soportar sobrecargas debido al tráfico o una carga permanente como puede ser un sobre relleno, lo que provoca el aumento de la presión sobre el muro.

En el diseño de los muros de contención, al inicio se suponen las dimensiones de este, para poder realizar un análisis de su estabilidad, si este análisis produce resultados no deseados, se cambia la sección y vuelve a verificarse.

Existen algunas recomendaciones para la propuesta inicial de la geometría del muro como son: el ancho del espolón del muro 0.30 mts min., el ancho de la losa no menor al 0.10 de la altura del muro, la base debe tener un valor de entre 0.50 y 0.70 de la altura, las dimensiones sugeridas pueden variar según el tipo de muro propuesto y de las condiciones en las cuales se va a construir ^[2].

Para verificar la estabilidad de carga de un muro de contención se toman las siguientes consideraciones:

- Verificar si hay vuelco sobre su punta.
- Verificar que no exista deslizamiento.
- Verificar la capacidad de carga.

En la figura 3.2.1 se muestran las fuerzas actuantes sobre un muro en voladizo, y suponiendo que la presión activa de Rankine actúa a lo largo del plano A-B, P_p es la presión pasiva de Rankine la cual se determina según la ecuación 2.4.3 vista con anterioridad.

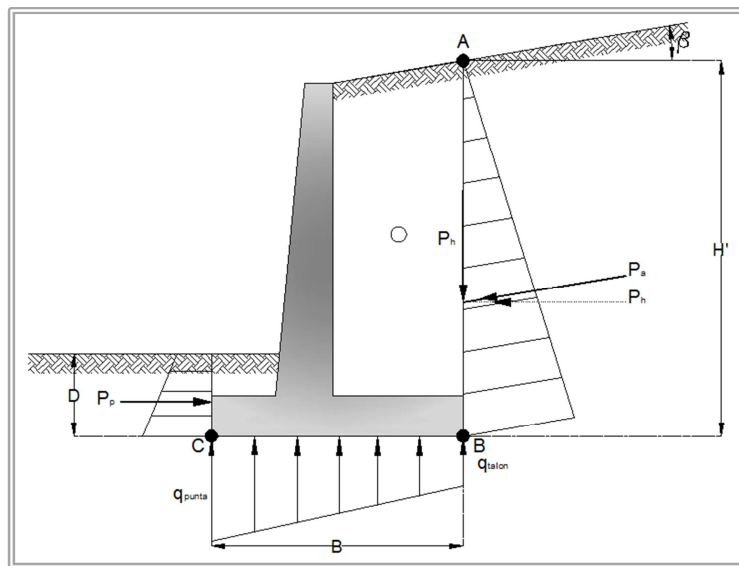


Figura 3.2.1 Fuerzas actuantes en un muro según la presión activa de Rankine.

El factor de seguridad contra el volcamiento sobre la punta, es decir, sobre el punto C de la figura 3.2.1, puede calcularse como:

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} \dots\dots\dots 3.2.1$$

Y donde:

ΣM_R = suma de momentos de las fuerzas que resisten el vuelco sobre el punto C.

ΣM_A = suma de momentos de las fuerzas que tienden a volcar sobre el punto C.

En el caso de los muros de contención y donde no se consideran fuerzas hidrostáticas, la fuerza generadora del momento actuante, es decir la fuerza que tiende a volcar al muro, estará dado por:

$$\Sigma M_A = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \dots\dots\dots 3.2.2$$

Y donde $P_h = P_a \cos \beta$

Para el cálculo del momento resistente, las fuerzas que contribuyan a este, son el peso del suelo por encima del talón, el peso propio del muro, la componente vertical de la presión activa P_v , y la presión pasiva P_p , esta última generalmente se desprecia para cuestiones de cálculo.

De lo anterior tenemos que:

$$P_v = P_a \sin \beta \dots\dots\dots 3.2.3$$

Y el momento generado por P_v será :

$$M_v = P_a \sin \beta B \dots\dots\dots 3.2.4$$

El valor mínimo deseable del factor de seguridad con respecto al volcamiento es de 1.5 a 2.

Otra de las revisiones que se tienen que hacer es la falla al deslizamiento a lo largo de la base del muro, este factor de seguridad está dado por:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma F_{Rl}}{\Sigma F_d} \dots\dots\dots 3.2.5$$

Dónde:

ΣF_{Rl} = sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes.

ΣF_d = sumatoria de las fuerzas horizontales deslizantes. ($P_h = P_a \cos \beta$)

Y las fuerzas resistentes serán:

$$\sum F_{Ri} = \sigma_v \tan \delta + Bc' + P_p \dots\dots\dots 3.2.6$$

Dónde:

σ_v = esfuerzo causado por las fuerzas verticales

δ = fricción entre el muro y el suelo (ángulo de fricción reducido)

P_p = presión pasiva de Rankine.

Por lo que finalmente se tiene:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sigma_v \tan \delta + Bc' + P_p}{P_a \cos \beta} \dots\dots\dots 3.2.7$$

Otra falla que podría ocurrir en el muro, sería la falla por capacidad de carga, por lo que será necesario revisar que el terreno sea lo suficientemente competente para soportar las cargas producidas por la construcción del muro, la base del muro puede ser analizada como un cimiento continuo con un ancho B, y Terzaghi expresa la capacidad última de carga de la forma ^[5]:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.50 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots 3.2.8$$

Dónde:

c = cohesión del suelo.

γ = peso unitario del suelo.

D_f = profundidad de desplante de la cimentación.

N_c , N_q , N_γ = son los factores de capacidad de carga adimensional y son función del ángulo de fricción del suelo φ .

Los valores originales de N_c , N_q , N_γ propuestos por terzaghi, fueron modificadas por Prandtl, Reissner, y Vesic, respectivamente y dieron origen a las siguientes expresiones:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \dots\dots\dots 3.2.8.1$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \dots\dots\dots 3.2.8.2$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \dots\dots\dots 3.2.8.3$$

El factor de seguridad de carga estará dado por:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{max}} \dots\dots\dots 3.2.9$$

Para determinar el esfuerzo real aplicado al suelo se emplea la ecuación general de esfuerzo a una distancia "y" del centroide y donde se determina el esfuerzo máximo y el esfuerzo mínimo para verificar la capacidad de carga ^[5].

$$q = \frac{\sum V}{B} \pm \frac{M_{neto} y}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} \dots\dots\dots 3.2.10$$

Dónde:

$$M_{neto} = (\sum V)e \dots\dots\dots 3.2.10.1$$

$$y = B/2 \dots\dots\dots 3.2.10.2$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum V} \dots\dots\dots 3.2.10.3$$

Sustituyendo los valores anteriores en 2.2.10 tenemos:

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots 3.2.11$$

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots 3.2.12$$

Donde q_{max} y q_{min} son q_{punta} y q_{talon} respectivamente, según la figura 3.2.1.

Las ecuaciones mencionadas, se verán más adelante y con más detalle aplicadas a la revisión de la estabilidad externa para un muro reforzado con geosintéticos.

3.3.- Teoría de la tierra armada.

El uso de la tierra armada o tierra mecánicamente estabilizada (MSE por sus siglas en inglés) es un desarrollo reciente en el diseño y construcción de cimentaciones y estructuras de contención de tierras. La MSE es un material de construcción a partir del suelo que ha sido reforzado con elementos de refuerzo tales como varillas, telas no biodegradables (geotextiles), geomallas y similares. La idea fundamental de reforzar el suelo no es nueva, de hecho, se remonta a varios siglos. Sin embargo el concepto actual de análisis y diseño sistemático fue desarrollado por el ingeniero francés Henry Vidal, en 1966 y consistía en la inclusión de unas tiras metálicas, amarradas a unos elementos externos que componían la cara del muro, hasta una determinada longitud dentro del relleno utilizado, para conformar así la masa de contención [7].

En todo el mundo se han construido muros de contención desde que Vidal publicó su obra. El primer muro de contención reforzado con tiras de metal en Estados Unidos fue construido en 1972 en el sur de California.

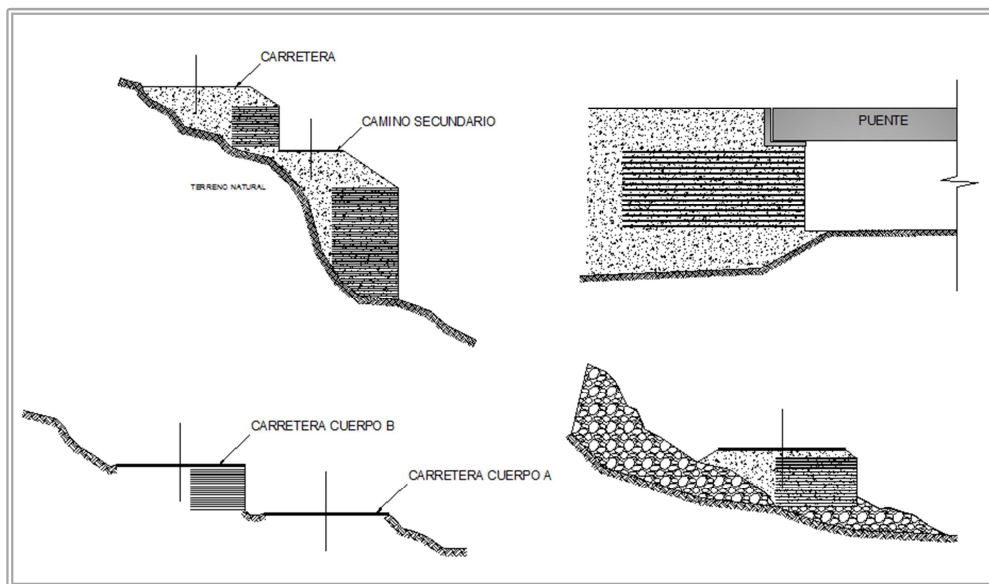


Figura 3.3.1 Ejemplos de aplicación de la tierra armada.

En la figura 3.3.1 se muestra esquemáticamente algunas de las posibilidades de aplicación de la tierra armada.

Los beneficios obtenidos al reforzar el suelo, derivan en una mayor resistencia a la tensión y la resistencia al corte desarrollada a partir de la fricción desarrollada entre el suelo y el refuerzo. Tal refuerzo se puede comparar con el de las estructuras de concreto. En la actualidad, la mayoría de los diseños MSE se realiza solo con suelo granular y drenaje libre. Por lo tanto, se evita el efecto de desarrollo de agua en suelos cohesivos y que a su vez reduce la resistencia al corte del suelo ^[7].

El procedimiento general de diseño de cualquier muro de contención estabilizado mecánicamente se puede dividir en dos partes:

- 1.- Satisfacer los requisitos de estabilidad interna.
- 2.- Comprobar la estabilidad externa del muro.

Los controles de estabilidad interna implican la determinación de la tensión y la resistencia a la falla de los elementos de refuerzo y la determinación de la integridad e de los elementos de protección o revestimiento ^[4].

Los controles de estabilidad externos incluyen controles de vuelco, deslizamiento y falla por capacidad de carga del terreno de cimentación.

Los muros de tierra reforzada son paredes flexibles. Sus componentes principales son:

- El relleno que es un suelo granular
- Bandas de refuerzo, las cuales son delgadas, tiras anchas que se colocan a intervalos regulares.
- Una cubierta o protección en la cara frontal de la pared.

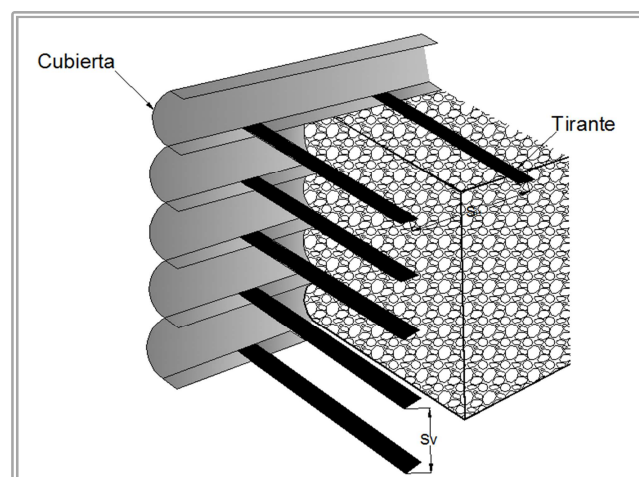


Figura 3.3.2 Muros de contención de tierra reforzada.

El método más simple y más común para el diseño de los elementos de refuerzo, es el método basado en la teoría de la presión activa de Rankine, la aplicación de esta teoría se verá más adelante en el capítulo cinco y enfocado a refuerzo con geosintéticos.

4.- Introducción a los geosintéticos.

4.1.- Generalidades de los geosintéticos.

El uso de los geosintéticos en América latina ha tenido en los últimos años un gran incremento, respondiendo a una gran necesidad, que cada vez se hace más crítica al momento de ejecutar los proyectos de ingeniería, la cual consiste en la ejecución de obras civiles con una alta calidad técnica, buscando un equilibrio económico y disminuyendo el impacto ambiental con productos o sistemas que promuevan la protección del medio ambiente ^[10].

La tecnología de los geosintéticos se ha convertido en una alternativa para solucionar los problemas tanto técnicos como económicos de los proyectos de ingeniería y su implementación se ha hecho en la mayoría de los casos de forma empírica, retomando resultados de experiencias en proyectos anteriores. Bajo este concepto, en muchas ocasiones han sido una solución exitosa, pero en algunos casos, la falta de conocimiento y de una metodología de diseño que permita definir los requerimientos de estos materiales de acuerdo con las condiciones particulares de cada proyecto, no ha permitido que los beneficios de estas tecnologías sean aprovechados en toda su magnitud ^[8].

Existen varios campos de aplicación de los geosintético en el mundo de la construcción y la edificación como son: obras viales, obras hidráulicas, sistemas de control de erosión, aplicaciones medioambientales, entre otras. La fabricación de geosintético comprende procedimientos, principalmente de extrusión, tecnología textil y/o ambas tecnologías; textil y plástica ^[13].

Los tipos de geosintéticos más comunes utilizados en el campo de la ingeniería son:

- Geotextiles
- Geomallas
- Geomembranas

4.2.- Geotextiles.

Dentro del grupo de los geosintéticos existen los geotextiles que se definen como un material textil plano, permeable polimérico (sintético o natural) que puede ser tejido, no tejido o tricotado y que se utiliza en contacto con el suelo ^[11].

Geotextiles tejidos.- son aquellos formados por cintas entrecruzadas en una máquina de tejer pueden ser tejidos de calada o tricotados.

Los tejidos de calada son los formados por cintas de sentido longitudinal y en sentido transversal, su resistencia a la tensión es de tipo biaxial, es decir en ambos sentidos de su fabricación y puede ser muy elevada según las cintas empleadas para su fabricación ^[11].

Los tricotados están fabricados con hilo entrecruzado en máquinas de tejido de punto, su resistencia a la tensión se da de forma biaxial o multiaxial, según estén fabricados en máquinas tricotosas o circulares, y su estructura es tridimensional ^[11].

Geotextiles no tejidos .- están formados por fibras o filamentos superpuestos en forma laminar, consolidándose esta estructura por distintos sistemas según cual sea el sistema empleado para unir los filamentos o fibras ^[11]. Los Geotextiles no tejidos se clasifican a su vez como en:

- Geotextiles no tejidos ligados mecánicamente o punzados por agujas.
- Geotextiles no tejidos ligados térmicamente o termosoldados.
- Geotextiles no tejidos ligados químicamente o resinados.

Las fibras que más se emplean son las sintéticas, siendo por ello que siempre tendemos a asociar al geotextil con fibras o filamentos sintéticos. Sin embargo al existir gran diversidad de aplicaciones, también se fabrican con fibras naturales y artificiales.

Las fibras naturales pueden ser de origen animal (lana, seda, pelos, etc...) vegetal (algodón, yute, coco, lino, etc...) que se utilizan para la fabricación de geotextiles biodegradables y que son utilizados para la revegetación de taludes, por ejemplo, en márgenes de ríos etc...

Las fibras artificiales son las derivadas de celulosa como el rayón, la viscosa y el acetato, cuando se requiere que el geotextil cumpla con gran durabilidad, se fabrica con fibras o filamentos obtenidos de polímeros sintéticos como el polipropileno, poliéster, polietileno, poliamida y poliacrílico ^[11].

El uso de geotextiles en los diferentes campos de aplicación pueden definirse mediante las funciones que va a desempeñar, en la mayoría de las aplicaciones, el geotextil puede cumplir simultáneamente varias funciones, aunque siempre existe la función principal y que será la que marque la elección del tipo de geotextil, las diferentes funciones pueden ser:

- De separación.
- De refuerzo.
- De drenaje
- Filtro
- Protección
- Impermeabilización

4.3.- Geomallas.

La tecnología actual, permite el uso productos sintéticos diseñados específicamente para obtener el mismo efecto de confinamiento lateral y resistencia a la tensión, como pueden ser las geomallas.

Las geomallas son estructuras elaboradas a base de polímeros, que están conformadas por una red regular de costillas conectadas de forma integrada por extrusión, con aberturas de suficiente tamaño para permitir la trabazón del suelo, piedra u otro material geotécnico circundante ^[13].

La principal función de las geomallas es el refuerzo, el tipo de geomalla a emplear depende de la dirección en la cual los esfuerzos son transmitidos en la estructura, por ejemplo, en aplicaciones tales como muros en suelo reforzado o terraplenes, se utilizan geomallas mono-orientadas que son geomallas con una resistencia y una rigidez mayor en el sentido longitudinal que en transversal ^[11].

En estructuras en la que la disipación de esfuerzos se realiza de forma aleatoria y en todas las direcciones, como por ejemplo estructuras de pavimento o cimentaciones superficiales, se utilizan geomallas bi-orientadas o bi-direccionales, las cuales no tienen una diferencia considerable frente a sus propiedades en los dos sentidos de la malla ^[11].

Las geomallas generan un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo, durante la aplicación de una carga normal al suelo, este es compactado de manera que se produzca una interacción entre las capas de suelo que rodean la geomalla, con estas condiciones se requerirá una carga considerablemente mayor para poder producir un movimiento en el suelo ^[11].

El compuesto suelo-geomalla combina la resistencia a la compresión del suelo, con la resistencia a la tensión de la geomalla para crear un sistema que presenta una mayor rigidez y estabilidad del suelo, la capacidad que tiene la geomalla para distribuir las fuerzas sobre su superficie, incrementan las características de resistencia contra los desplazamientos de la estructura durante el sometimiento de esta, tanto a cargas estáticas como dinámicas ^[10].

El uso de las geomallas en los diferentes campos de aplicación se define básicamente por su función de refuerzo, esta función se realiza cuando la geomalla inicia un trabajo de resistencia a la tensión completando una trabazón de agregados en presencia de diferentes tipos de materiales ^[13].

El criterio para elegir el tipo de geomalla es mediante el análisis de los esfuerzos a lo largo de la estructura a reforzar, por ejemplo en los muros reforzados se sabe que los esfuerzos principales se producen debido a la presión lateral de la tierra.

4.4.- Geomembranas.

Otro tipo de geosintético son las Geomembranas, estas se definen como un recubrimiento o barrera de muy baja permeabilidad, usada con cualquier tipo de material relacionado y aplicado a la ingeniería geotécnica para controlar la migración de fluidos ^[13].

Las geomembranas son fabricadas a partir de hojas relativamente delgadas de polímeros como el HDPE y el PVC, los cuales permiten efectuar uniones entre láminas por medio de la fusión térmica o química sin alterar las propiedades del material ^[13].

Las geomembranas de polietileno de alta densidad tienen las siguientes características:

- Alta durabilidad
- Resistentes a la mayoría de los líquidos peligrosos.
- Resistencia a la radiación ultravioleta.
- Son económicas.

Existen Geomembranas con características técnicas especiales, como por ejemplo geomembranas de alta flexibilidad para el recubrimiento de túneles, geomembranas texturizadas para desarrollar más fricción con el suelo en taludes con pendientes importantes, geomembranas con aditivos especiales para retardar la combustión en aplicaciones donde se requieran materiales de construcción con inflamabilidad controlada ^[13].

Los principales campos de aplicación de las geomembranas, están relacionados con obras para la protección del medio ambiente, como rellenos sanitarios, piscinas para tratamiento de lodos, lagunas de oxidación; en el campo de la hidráulica como en el recubrimiento de canales y recubrimiento de tanques, en la minería, en el campo de la geotecnia para el control de suelos expansivos, recubrimientos impermeables dentro de túneles etc...

Debido a que la instalación de las geomembranas en obras de infraestructura, se requiere que esta se encuentre en contacto directo con diferentes tipos de suelo, los cuales pueden tener tamaños de partículas considerables con superficies angulares o suelos con superficie irregular, es posible que se genere una afectación en la estructura de la geomembrana, deteriorando de esta manera la funcionalidad del sistema, por lo que para su aplicación se deberá tener en cuenta el diseño y la instalación de un geosintético que pueda protegerla ya evitando así el problema mencionado y por lo tanto aumentar la calidad de la obra ^[13].

5.- Muros de contención reforzados con geosintético.

5.1.- Generalidades.

Tradicionalmente se han venido utilizando muros de contención por gravedad que absorben las presiones horizontales gracias a su gran masa. Una de las alternativas un tanto más recientes, son los muros mecánicamente estabilizados, y gracias al desarrollo de nuevos materiales, han surgido los muros de contención reforzados con geosintéticos ^[13].

Los muros de contención reforzados con geosintéticos se han convertido mundialmente en una alternativa de construcción frente a los muros de concreto reforzado y a los terraplenes conformados, principalmente cuando existen problemas en la capacidad de carga del suelo de cimentación o cuando las condiciones geométricas de la sección a desarrollar no permiten que las zonas de relleno sean conformadas con un ángulo igual o menor al de reposo natural del suelo ^[13].

Un muro de suelo reforzado puede originar una reducción de costos totales de un 30 a un 60%, si se compara con los muros de concreto reforzado o muros de mampostería, debido a que se pueden emplear materiales térreos del sitio ^[13].

Otra de las ventajas importantes del sistema de retención con muros reforzados con geosintéticos, es su flexibilidad y capacidad de absorber deformaciones provocadas por las pobres condiciones del subsuelo en la zona de desplante,

también se ha observado que en zonas de actividad sísmica, estas estructuras han demostrado tener una mayor resistencia a cargas sísmicas que las estructuras de concreto ^[16].

5.2.- Aplicaciones de muros reforzados con geosintéticos.

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, de las condiciones del subsuelo y de las propiedades del suelo/roca ^[16].

Ventajas:

- Ahorro hasta un 20%
- Se puede construir con el mismo material del sitio.
- Sirve como cuerpo para la propia vialidad.
- No necesita mano de obra especializada.
- Rapidez en su construcción.
- Se puede construir en terrenos con baja capacidad de carga.
- Tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente.

Desventajas:

- Requiere espacio superior al de cualquier otra estructura de contención.
- De no encontrar materiales adecuados para su construcción, los acarrees elevan considerablemente su costo.
- Dependiendo del geosintético utilizado el refuerzo se puede descomponer con la luz solar.

Para su diseño serán necesarios los trabajos de exploración geotécnica para conocer el funcionamiento del subsuelo y así evaluar su estabilidad, asentamientos potenciales, necesidad de drenaje, etc...

Los trabajos de exploración del subsuelo no solamente son orientados a obtener la información que puede influenciar en el diseño y estabilidad de la estructura final, sino también a las condiciones que prevalecerán al momento de la construcción de la misma ^[16].

Con respecto 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 mecánicos necesarios para este análisis deben ser obtenidos mediante trabajos de reconocimiento en campo.

El reconocimiento podría ser realizado por ingenieros geotecnistas o 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 en su caso existieran.

En relación a los trabajos de exploración geotécnica se pueden hacer programas similares a los de una exploración para cimentaciones profundas, pero tratando de cubrir la longitud total del muro supuesto y realizando sondeos a cada 35 mts aproximadamente y una profundidad de exploración igual o mayor a la altura del muro y en caso de no encontrar suelo competente, explorar hasta encontrarlo.

En cada perforación, deben obtenerse muestras a intervalos de 1.50 mts y en los cambios de estrato para poder hacer una clasificación visual y ensayos de laboratorio, también es recomendable hacer un observación cuidadosa para identificar los niveles freáticos y de ser necesario instalar piezómetros en algunas de las perforaciones para observar los niveles del agua a largo plazo^[16].

La exploración a cielo abierto podría ser realizada en áreas donde se detecte inestabilidad o para explorar los materiales de préstamo de mayor disponibilidad para el relleno.

La correcta implementación de un programa de investigación del subsuelo es elemento clave para garantizar la implementación de un proyecto, a menudo, los inadecuados procesos de exploración, llegan a ser motivo de fracaso de un proyecto, al no ser detectadas áreas locales o generales de suelos blandos que pueden ser causantes de asentamientos diferenciales o de fallas en la capacidad de carga de la cimentación que puede conducir a colapsos catastróficos^[16].

En lo relativo a la realización de las pruebas de laboratorio, se recomienda hacer una clasificación del suelo encontrado, mediante el sistema unificado de clasificación de suelos, incluyendo contenido de humedad, límites de atterberg, pesos volumétricos etc...

Para la obtención de los parámetros mecánicos del suelo, es necesaria la realización de pruebas de compresión simple, pruebas de corte directo o pruebas triaxiales.

Para sitios donde se encuentren suelos cohesivos altamente compresibles, deberá realizarse una prueba de consolidación para obtener los parámetros necesarios para poder ejecutar un correcto análisis de asentamientos.

Para la correcta evaluación de cualquier material para su posible uso como material de relleno se deberá determinar su granulometría y su plasticidad, si se

trata de un material de relleno potencialmente agresivo, se deberán realizar pruebas químicas como PH, contenido de sales, sulfatos y cloruros, para así poder planear las medidas de protección a la degradación del refuerzo, es decir del geosintético y así poder seleccionar el material con la durabilidad adecuada.

Los factores que influyen para poder determinar si se puede implementar una estructura reforzada con geosintético para cualquier proyecto son:

- Condiciones geológicas y topográficas.
- Condiciones de medio ambiente
- Tamaño y naturaleza de la estructura.
- Estética
- Condiciones de durabilidad
- Criterio de funcionamiento
- Disponibilidad de los materiales
- Experiencia con un sistema en particular
- Costo de la obra

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 existen otros más adecuados para áreas urbanas, por lo que la selección del sistema más apropiada dependerá de los requisitos específicos del proyecto.

5.3.- Metodología de diseño.

Los aspectos que se deben considerar como primordiales para un diseño correcto en muros mecánicamente estabilizados, pueden ser los siguientes:

- Selección de la ubicación del refuerzo en el muro.
- 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.

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.

El método actual para los cálculos de estabilidad externa supone una distribución de presión de tierras, para la estabilidad interna es considerada la superficie de Rankine; puesto que los geosintéticos pueden tener elongaciones mayores que las de los suelos antes de llegar a la falla ^[12].

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 o mampostería ^[13].

1.- El procedimiento general para el diseño de un muro reforzado con geosintético, requiere de una revisión tanto interna como externa, a continuación se enlistara una serie de pasos para proceder de manera correcta en el diseño:

2.- Establecer los límites del diseño, las condiciones iniciales, alcances de proyecto y cargas externas.

3.- Determinar la altura máxima del muro, así como sus variaciones a lo largo de este.

4.- Determinar la inclinación de la cara del muro con respecto a la horizontal, considerando como grado máximo de inclinación 70° ya que de lo contrario, se trataría de un terraplén reforzado y su metodología de análisis sería diferente.

- Evaluar las cargas externas y su ubicación.
- Presión lateral de tierras.
- Sobrecargas uniformes.
- Sobrecargas concentradas.
- Cargas vivas.
- Cargas sísmicas.

5.- En el caso de existir un terraplén sobre el muro, determinar la inclinación de este con respecto a la horizontal y definirlo como una sobrecarga.

6.- Para la protección del muro de la acción ambiental, actos vandálicos, o de la posible acción de algunos animales, este se deberá proteger con elementos rígidos o flexibles tales como bloques de concreto, concreto lanzado, mantos de control de erosión, todo esto dependiendo de la vida útil de la obra.

7.- Determinar la separación entre cada una de las capas de refuerzo de geosintético.

8.- Proponer un adecuado sistema de drenaje.

- 9.- Determinar las propiedades ingenieriles del suelo de cimentación.
- 10.- Determinar los parámetros mecánicos del suelo
- 11.- Determinar los pesos unitarios y las propiedades índices de los materiales.
- 12.- Localización del nivel freático.
- 13.- Determinar las propiedades del suelo que se utilizara para la construcción del muro verificando que cumplan con las recomendaciones mínimas que son:
 - Índice de plasticidad máximo de 20
 - Contenido de finos < 50%
 - Se recomienda que el material para la construcción del muro se compacte al 95% según la prueba proctor modificado ^[15].

Diseño de estabilidad interna.- **De manera inicial se puede asumir como base del muro, el 70% de la altura del mismo**, se desarrollan los diagramas de la presión lateral de tierras, se calculan los esfuerzos horizontales en cada capa del refuerzo y se diseña la separación vertical entre las capas y las longitudes de desarrollo del geosintético para cada una de estas ^[13].

Partiendo de la figura 5.3.1 se describe la metodología de análisis y las formulas a emplear para el diseño de los refuerzos de un muro mecánicamente estabilizado con geosintéticos.

Es importante mencionar que la teoría de empuje de tierras se trató en el capítulo dos y dichas teorías aplicadas a los muros de contención se vio en el capítulo tres, por lo que el detalle de las formulas empleadas no se verá, alguna nomenclatura podría variar con respecto a las formulas vistas pero el concepto relativo a la teoría del empuje de tierras es el mismo.

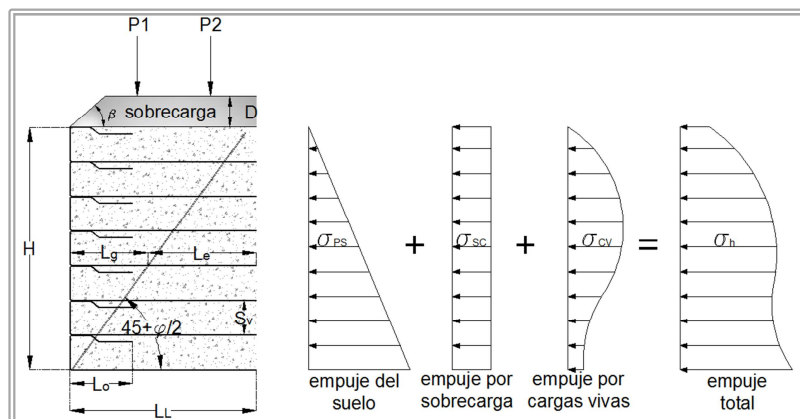


Figura 5.3.1 Presión de tierra aplicada al diseño de muros reforzados.

Para el diseño del refuerzo y tomando en consideración la figura 5.31 se evalúan las presiones originadas por la presión del suelo, de las cargas, las sobre cargas y las cargas vivas.

$$\sigma_{PS} = K_a \gamma H \dots\dots\dots 5.3.1$$

$$\sigma_{SC} = K_a q \dots\dots\dots 5.3.2$$

$$\sigma_{CV} = P \left(\frac{x^2 z}{R^5} \right) \dots\dots\dots 5.3.3$$

$$\sigma_h = \sigma_{PS} + \sigma_{SC} + \sigma_{CV} \dots\dots\dots 5.3.4$$

Dónde:

σ_{PS} = presión debida al suelo.

σ_{SC} = presión debida a sobrecargas uniformemente distribuidas.

q = sobrecarga en la superficie.

σ_{CV} = presión debida a cargas vivas.

P = cargas concentradas.

x = distancia horizontal entre la carga y la cara vertical del muro.

R = distancia radial entre el punto de carga sobre el muro y donde la presión esta siendo calculada.

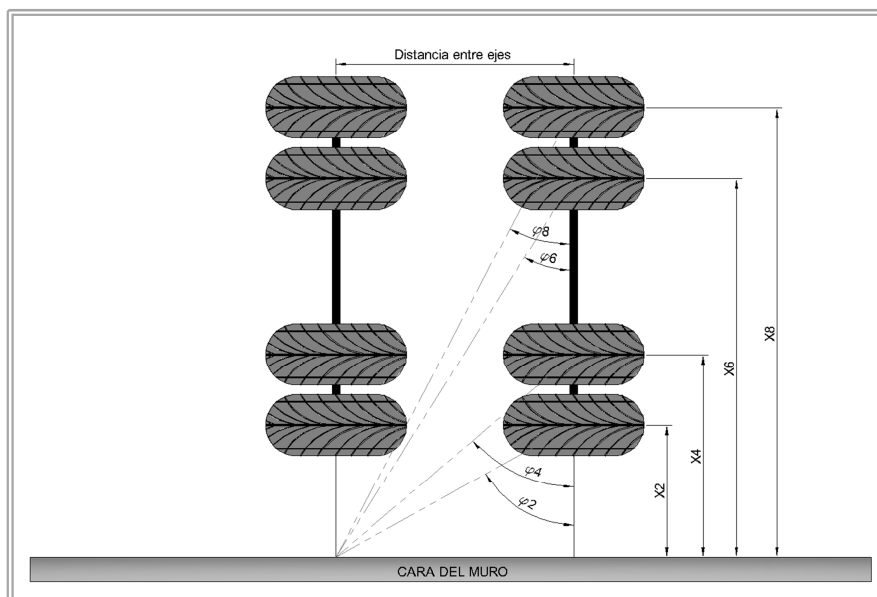


Figura 5.3.2 esquema de eje tándem para el cálculo de cargas vivas.

Una vez determinadas cada una de las presiones se hace la sumatoria de estas (ecuación 5.3.4) y se calcula la separación vertical del refuerzo con la siguiente expresión:

$$S_V = \frac{T_{adm}}{\sigma_h \times FS_g} \dots\dots\dots 5.3.5$$

Donde:

S_V = Separación vertical del refuerzo.

T_{adm} = Tensión admisible del geosintético.

σ_h = Presión lateral total a la profundidad total.

FS_g = Factor de seguridad global (de 1.3 a 1.5)

Para el cálculo de las longitudes de desarrollo del geosintético y tomando como referencia la figura 5.3.1 es necesario la suma de $S_V+L_o+L_g+L_e$ donde dichas longitudes de calculan con las formulas siguientes:

$$L_g = (H - z) \times \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots 5.3.6$$

$$L_e = \frac{\sigma_h \times S_V \times F_S}{2(c + \sigma \tan \delta)} \dots\dots\dots 5.3.7$$

Donde δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el geosintético, obtenido por medio del método de ensayo según la norma ASTM D 5321, con el cual se determina la resistencia al corte en la superficie de contacto entre el suelo y el geosintético o entre geosintético y geosintético según sea el caso.

La longitud del dobles superior L_o se puede asumir igual a 1.00 mts para efectos prácticos.

La longitud total calculada podrá ser ajustada a una medida conveniente según lo requiera el proceso constructivo.

El instituto nacional de vías de Iso estados unidos de america y la FHWA en su documento "***Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines***" recomienda que la longitud del refuerzo sea mayor o igual a 0.70 veces la altura del muro y que la longitud del refuerzo sea la misma en toda la altura del muro ^[15].

Análisis de estabilidad externa del muro.- En este punto, será necesario realizar el análisis de estabilidad externa según lo tratado en el capítulo 3.2 aunque en esta ocasión se incluye el análisis de estabilidad dinámica según la teoría propuesta

por Mononobe – Okabe, la cual es una modificación de la teoría propuesta por Coulomb.

Según Mononobe – Okabe el empuje total activo en condiciones de sismo es:

$$P_{as} = (0.50 \times K_{as} \times \gamma \times H^2) - (c \times K_{as} \times H) \dots\dots\dots 5.3.8$$

Y donde K_{as} se determina con la siguiente expresión:

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha - Y)}{D_A \times \cos Y \times \cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta + Y)} \dots\dots\dots 5.3.9$$

Donde:

$$Y = \tan^{-1} \left(\frac{a_h}{1 - a_v} \right) \dots\dots\dots 5.3.10$$

$$D_A = \left(1 + \left(\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \times \text{sen}(\varphi - \beta - Y)}{\text{sen}(\alpha + \delta + Y) \times \text{sen}(\beta - \alpha)} \right)^{0.50} \right)^2 \dots\dots\dots 5.3.11$$

α = ángulo de inclinación del trasdós

β = inclinación de la superficie del suelo retenido.

δ = ángulo de fricción del suelo – geosintético.

a_h = coeficiente sísmico horizontal.

a_v = coeficiente sísmico vertical.

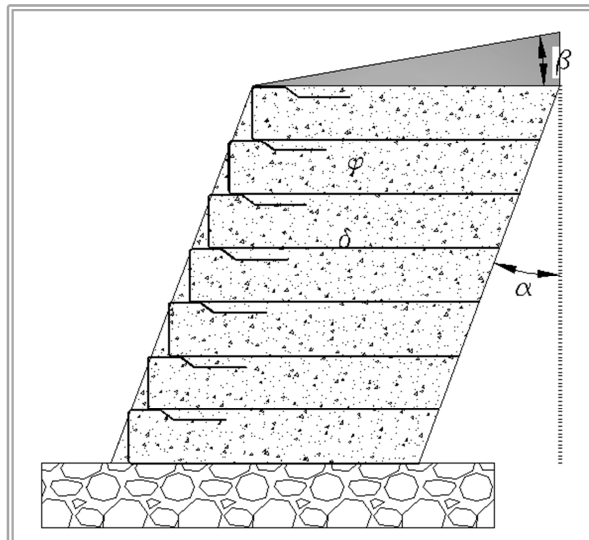


Figura 5.3.3 Sección tipo de muro reforzado con trasdós y relleno inclinado.

La figura anterior se toma como referencia para la aplicación de las formulas 5.3.9, 5.3.10, 5.3.11

Dependiendo del sitio de la construcción del muro y con base en estudios de amenaza sísmica se obtienen los coeficientes de aceleración a_h y a_v , una vez determinada la presión activa P_{as} , se puede evaluar la estabilidad externa teniendo en cuenta que los factores de seguridad en condiciones dinámicas, son menores que en condiciones estáticas ^[13].

5.4.- Ejemplo Numérico.

Con el fin de dejar más claro el procedimiento de diseño, se presentara a continuación un ejemplo aplicado:

Para los datos de proyecto se considera que se llevaron a cabo las debidas exploraciones geotécnicas con sus respectivas pruebas de laboratorio para obtención de los parámetros mecánicos del suelo, los parámetros mecánicos del material de refuerzo se tomaran en base a los productos que se encuentran actualmente en el mercado.

Ejemplo de diseño:

Se requiere un muro de contención reforzado con geosintéticos para mantener el derecho de vía para la construcción de un carretera tipo A2 y que soporta tráfico pesado en los dos sentidos.

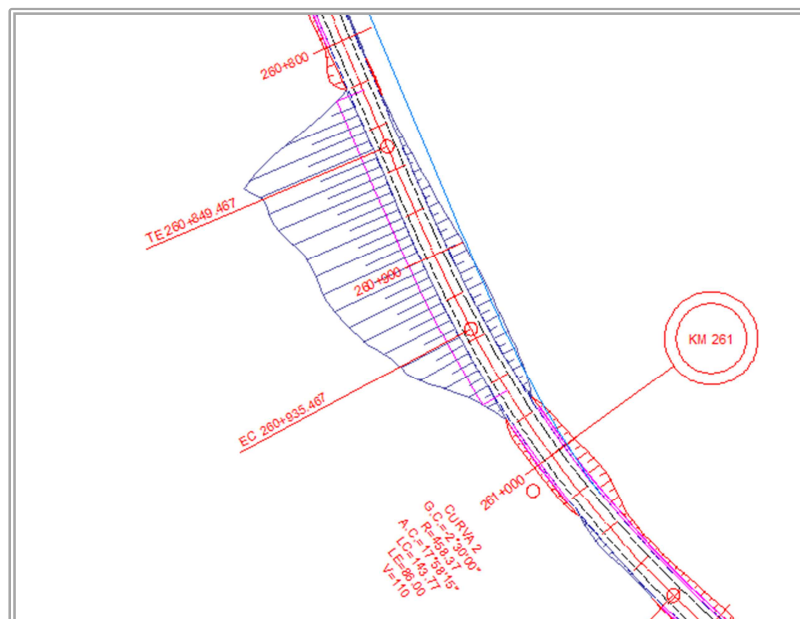


Figura 5.4.1 Ubicación del muro en planta.

Geometría del muro:

Altura Máxima: 15.00 mts

Longitud: 145 mts

Inclinación de la cara: Vertical

Datos del suelo para el muro reforzado.

$$c = 1.4 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$$

Suelo de la ladera a contener y que al mismo tiempo servirá como suelo de desplante.

$$c = 1.0 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi = 26^\circ$$

$$\gamma = 1.70 \text{ t/m}^3$$

Para el diseño considérese una carga uniformemente distribuida de 1.40 t/m^2

Para las cargas vivas considere una carga por rueda de 2.24 ton

Según la ecuación 5.3.4 y a manera de ejemplo se harán los cálculos para una profundidad de 10 mts

Para la presión debida al suelo:

$$\sigma_{PS} = K_a \gamma H$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{26}{2} \right) = 0.39$$

$$\sigma_{PS} = 0.39 \times 1.70 \times H$$

$$\sigma_{PS} = 6.63 \text{ ton/m}^2$$

Para la presión debida a la sobrecarga distribuida:

$$\sigma_{SC} = K_a q$$

$$\sigma_{SC} = 0.39 \times 1.40$$

$$\sigma_{PS} = 0.55 \text{ ton}/m^2$$

Para la presión debida a las cargas vivas:

Partiendo de la ecuación de boussinesq modificada por experimentación:

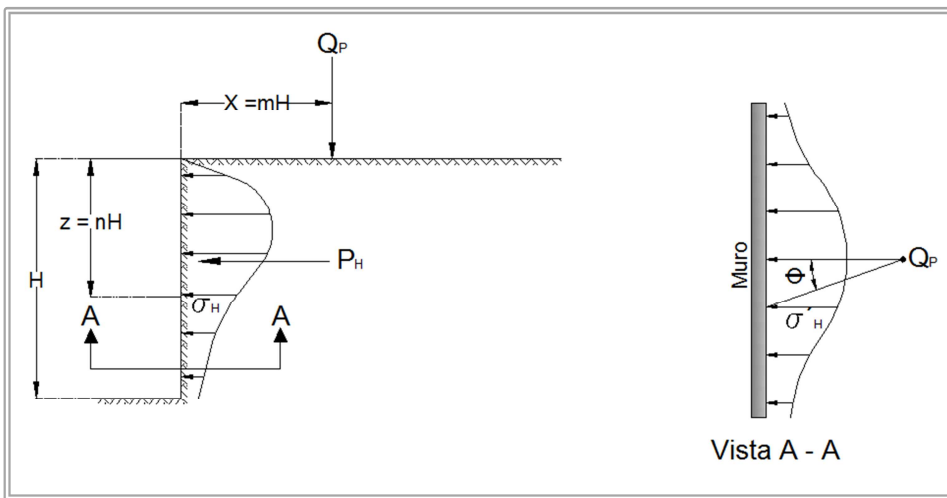


Figura 5.4.2 Presión lateral de suelo debida a una carga superficial puntual

De la figura 5.4.2 tenemos:

$$m = \frac{x}{H} \dots\dots\dots 5.4.1$$

$$n = \frac{z}{H} \dots\dots\dots 5.4.2$$

$$\sigma_H \left(\frac{H^2}{Q_p} \right) = \frac{0.28 n^2}{(0.16+n^2)^3} \dots\dots\dots 5.4.3$$

$$\sigma'_H = \sigma_H \cos^2(1.1\phi) \dots\dots\dots 5.4.4$$

$$\sigma_{CV} = 4\sigma_H + \sum \sigma'_H \dots\dots\dots 5.4.5$$

Para nuestro problema y teniendo como referencia la figura 5.3.2 tenemos:

$$X_2 = 2.00 \text{ mts} \quad \phi_2 = 36.30^\circ$$

$$X_4 = 2.40 \text{ mts} \quad \varphi_4 = 31.88^\circ$$

$$X_6 = 3.85 \text{ mts} \quad \varphi_6 = 20.47^\circ$$

$$X_8 = 4.25 \text{ mts} \quad \varphi_8 = 18.65^\circ$$

$$m_2 = 0.20 \quad n = 0.666$$

$$m_4 = 0.24$$

$$m_6 = 0.385$$

$$m_8 = 0.425$$

$$\sigma_H = 0.0054 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'_{H2} = 0.0032 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'_{H4} = 0.0036 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'_{H6} = 0.0046 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'_{H8} = 0.0047 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{CV} = 0.0377 \text{ ton/m}^2$$

Procediendo de la misma manera se puede generar una tabla para generar los esfuerzos a diferentes profundidades.

Z	n	σ_H	σ'_{1H}	σ'_{2H}	σ'_{3H}	σ'_{4H}	$\Sigma\sigma$
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.50	0.03	0.000741	0.00044	0.0005	0.0006	0.0006	0.005176
-1.00	0.07	0.002786	0.00164	0.0019	0.0024	0.0024	0.0194704
-1.50	0.10	0.005674	0.00334	0.0038	0.0048	0.0050	0.0396522
-2.00	0.13	0.00882	0.00519	0.0059	0.0075	0.0077	0.0616396
-2.50	0.17	0.011695	0.00688	0.0078	0.0100	0.0103	0.0817296
-3.00	0.20	0.013938	0.00820	0.0093	0.0119	0.0122	0.0974057
-3.50	0.23	0.01539	0.00905	0.0103	0.0131	0.0135	0.1075533
-4.00	0.27	0.016058	0.00944	0.0108	0.0137	0.0141	0.112225
-4.50	0.30	0.016056	0.00944	0.0108	0.0137	0.0141	0.1122114
-5.00	0.33	0.015543	0.00914	0.0104	0.0133	0.0136	0.1086251
-5.50	0.37	0.014681	0.00863	0.0098	0.0125	0.0129	0.1026
-6.00	0.40	0.013611	0.00800	0.0091	0.0116	0.0119	0.0951228
-6.50	0.43	0.012444	0.00732	0.0083	0.0106	0.0109	0.0869668
-7.00	0.47	0.01126	0.00662	0.0075	0.0096	0.0099	0.0786899
-7.50	0.50	0.010111	0.00595	0.0068	0.0086	0.0089	0.0706648
-8.00	0.53	0.009032	0.00531	0.0061	0.0077	0.0079	0.0631189
-8.50	0.57	0.008038	0.00473	0.0054	0.0069	0.0071	0.0561738
-9.00	0.60	0.007137	0.00420	0.0048	0.0061	0.0063	0.0498778
-9.50	0.63	0.006329	0.00372	0.0042	0.0054	0.0056	0.0442316
-10.00	0.67	0.00561	0.00330	0.0038	0.0048	0.0049	0.0392069
-10.50	0.70	0.004974	0.00292	0.0033	0.0042	0.0044	0.0347593
-11.00	0.73	0.004412	0.00259	0.0030	0.0038	0.0039	0.0308366
-11.50	0.77	0.003918	0.00230	0.0026	0.0033	0.0034	0.0273848
-12.00	0.80	0.003484	0.00205	0.0023	0.0030	0.0031	0.0243514
-12.50	0.83	0.003103	0.00182	0.0021	0.0026	0.0027	0.0216871
-13.00	0.87	0.002768	0.00163	0.0019	0.0024	0.0024	0.0193466
-13.50	0.90	0.002474	0.00145	0.0017	0.0021	0.0022	0.0172896
-14.00	0.93	0.002215	0.00130	0.0015	0.0019	0.0019	0.01548
-14.50	0.97	0.001987	0.00117	0.0013	0.0017	0.0017	0.0138863
-15.00	1.00	0.001786	0.00105	0.0012	0.0015	0.0016	0.0124807

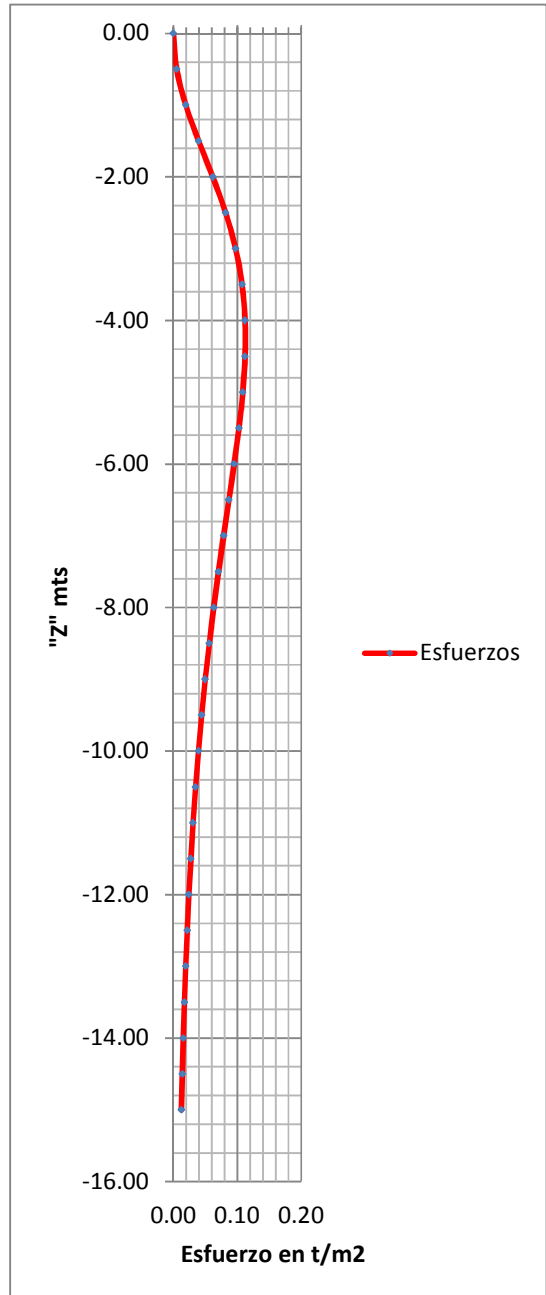


Tabla 5.4.1 distribución de esfuerzos debido a las cargas vivas

El esfuerzo total a la profundidad calculada estará dada por:

$$\sigma_h = \sigma_{PS} + \sigma_{SC} + \sigma_{CV}$$

$$\sigma_h = 6.63 + 0.55 + 0.04 = 7.22 \text{ ton/m}^2$$

De igual forma los esfuerzos totales pueden ser tabulados:

Profundidad Z	σ_{PS}	σ_{SC}	σ_{CV}	σ_h
0.00	0.00	0.546	0.000	0.55
-0.50	0.33	0.546	0.005	0.88
-1.00	0.66	0.546	0.019	1.23
-1.50	0.99	0.546	0.040	1.58
-2.00	1.33	0.546	0.062	1.93
-2.50	1.66	0.546	0.082	2.29
-3.00	1.99	0.546	0.097	2.63
-3.50	2.32	0.546	0.108	2.97
-4.00	2.65	0.546	0.112	3.31
-4.50	2.98	0.546	0.112	3.64
-5.00	3.32	0.546	0.109	3.97
-5.50	3.65	0.546	0.103	4.30
-6.00	3.98	0.546	0.095	4.62
-6.50	4.31	0.546	0.087	4.94
-7.00	4.64	0.546	0.079	5.27
-7.50	4.97	0.546	0.071	5.59
-8.00	5.30	0.546	0.063	5.91
-8.50	5.64	0.546	0.056	6.24
-9.00	5.97	0.546	0.050	6.56
-9.50	6.30	0.546	0.044	6.89
-10.00	6.63	0.546	0.039	7.22
-10.50	6.96	0.546	0.035	7.54
-11.00	7.29	0.546	0.031	7.87
-11.50	7.62	0.546	0.027	8.20
-12.00	7.96	0.546	0.024	8.53
-12.50	8.29	0.546	0.022	8.86
-13.00	8.62	0.546	0.019	9.18
-13.50	8.95	0.546	0.017	9.51
-14.00	9.28	0.546	0.015	9.84
-14.50	9.61	0.546	0.014	10.17
-15.00	9.95	0.546	0.012	10.50

Tabla 5.4.2 Cálculo de esfuerzos totales.

Una vez determinados los esfuerzos a diferentes profundidades se procede a calcular la separación vertical, la longitud geométrica hasta la zona de falla y la longitud de empotramiento con las ecuaciones 5.3.5, 5.3.6 y 5.3.7 respectivamente

Con un factor de seguridad global igual a 1.3 y $T_{adm} = 4.75 \text{ ton/m}$ y tabulando los valores para todas las profundidades se tiene:

Profundidad Z	σ_h	S_v	L_g	L_e
0.00	0.55	6.69	8.66	1.70
0.50	0.88	4.14	8.37	1.32
1.00	1.23	2.97	8.08	1.08
1.50	1.58	2.31	7.79	0.91
2.00	1.93	1.89	7.51	0.79
2.50	2.29	1.60	7.22	0.70
3.00	2.63	1.39	6.93	0.62
3.50	2.97	1.23	6.64	0.57
4.00	3.31	1.10	6.35	0.52
4.50	3.64	1.00	6.06	0.47
5.00	3.97	0.92	5.77	0.44
5.50	4.30	0.85	5.48	0.41
6.00	4.62	0.79	5.20	0.38
6.50	4.94	0.74	4.91	0.36
7.00	5.27	0.69	4.62	0.34
7.50	5.59	0.65	4.33	0.32
8.00	5.91	0.62	4.04	0.30
8.50	6.24	0.59	3.75	0.29
9.00	6.56	0.56	3.46	0.28
9.50	6.89	0.53	3.18	0.26
10.00	7.22	0.51	2.89	0.25
10.50	7.54	0.48	2.60	0.24
11.00	7.87	0.46	2.31	0.23
11.50	8.20	0.45	2.02	0.22
12.00	8.53	0.43	1.73	0.22
12.50	8.86	0.41	1.44	0.21
13.00	9.18	0.40	1.15	0.20
13.50	9.51	0.38	0.87	0.19
14.00	9.84	0.37	0.58	0.19
14.50	10.17	0.36	0.29	0.18
15.00	10.50	0.35	0.00	0.18

Tabla 5.4.3 Cálculo de refuerzo

Según lo visto en el capítulo 5.3, ajustando la separación vertical, la longitud de empotramiento y uniformizando la longitud geométrica el diseño quedara de la manera siguiente:

Profundidad Z	σ_h	S_v	L_g	L_e	$L_{e \text{ min}}$	$L_{o \text{ min}}$	L_t
0.00	0.55	0.50	11.00	0.13	1.00	1.00	13.50
0.50	0.88	0.50	11.00	0.16	1.00	1.00	13.50
1.00	1.23	0.50	11.00	0.18	1.00	1.00	13.50
1.50	1.58	0.50	11.00	0.20	1.00	1.00	13.50
2.00	1.93	0.50	11.00	0.21	1.00	1.00	13.50
2.50	2.29	0.50	11.00	0.22	1.00	1.00	13.50
3.00	2.63	0.50	11.00	0.22	1.00	1.00	13.50
3.50	2.97	0.50	11.00	0.23	1.00	1.00	13.50
4.00	3.31	0.50	11.00	0.23	1.00	1.00	13.50
4.50	3.64	0.50	11.00	0.24	1.00	1.00	13.50
5.00	3.97	0.50	11.00	0.24	1.00	1.00	13.50
5.50	4.30	0.50	11.00	0.24	1.00	1.00	13.50
6.00	4.62	0.50	11.00	0.24	1.00	1.00	13.50
6.50	4.94	0.50	11.00	0.24	1.00	1.00	13.50
7.00	5.27	0.50	11.00	0.24	1.00	1.00	13.50
7.50	5.59	0.50	11.00	0.25	1.00	1.00	13.50
8.00	5.91	0.50	11.00	0.25	1.00	1.00	13.50
8.50	6.24	0.50	11.00	0.25	1.00	1.00	13.50
9.00	6.56	0.50	11.00	0.25	1.00	1.00	13.50
9.50	6.89	0.50	11.00	0.25	1.00	1.00	13.50
10.00	7.22	0.50	11.00	0.25	1.00	1.00	13.50
10.50	7.54	0.40	11.00	0.20	1.00	1.00	13.40
11.00	7.87	0.40	11.00	0.20	1.00	1.00	13.40
11.50	8.20	0.40	11.00	0.20	1.00	1.00	13.40
12.00	8.53	0.40	11.00	0.20	1.00	1.00	13.40
12.50	8.86	0.40	11.00	0.20	1.00	1.00	13.40
13.00	9.18	0.40	11.00	0.20	1.00	1.00	13.40
13.50	9.51	0.30	11.00	0.15	1.00	1.00	13.30
14.00	9.84	0.30	11.00	0.15	1.00	1.00	13.30
14.50	10.17	0.30	11.00	0.15	1.00	1.00	13.30
15.00	10.50	0.30	11.00	0.15	1.00	1.00	13.30

Tabla 5.4.4 Propuesta para el diseño definitivo

Una vez comprobada la estabilidad interna se procede a revisar la estabilidad externa, primeramente la estabilidad al deslizamiento.

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sum F_{Rl}}{\sum F_d}$$

$$\sum F_{Rl} = (\sigma_v \tan \delta + c)L_t = (1.4 + 10.90)12 = 183.12 \text{ ton/m}$$

$$\sum F_d = P_a + P_{sc} + P_{cv} = (0.50 \times 1.70 \text{ ton/m}^3 \times 15^2 \times 0.39) + (1.40 \text{ ton/m}^2 \times 0.39 \times 15) + (0.75 \times (2.25/15)) = 82.89 \text{ ton/m}$$

$$FS_{deslizamiento} = \frac{183.12 \text{ ton/m}}{82.89 \text{ ton/m}} = 2.21$$

Estabilidad al volcamiento.

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

Momentos resistentes

$$\sum M_R = \left(q \times L \times \frac{L}{2}\right) + \left(H \times L \times \gamma \times \frac{L}{2}\right) = (100.80 \text{ ton} - m)(1944 \text{ ton} - m) = 2045 \text{ ton} - m$$

Momentos actuantes

$$\sum M_A = \left(\frac{1}{3}H \times P_a\right) + \left(\frac{1}{2}H \times P_{sc}\right) + (0.55H \times P_{cv}) = 372.94 \text{ ton} - m + 61.42 \text{ ton} - m + 0.93 \text{ ton} - m = 436.29 \text{ ton} - m$$

$$FS_{volcamiento} = \frac{2045}{436.29} = 4.67$$

Capacidad de carga

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.50 \gamma B N_\gamma$$

Con:

$$N_c = 22.25$$

$$N_q = 11.85$$

$$N_\gamma = 12.54$$

$$q_u = 190.45 \text{ ton/m}^2$$

Según lo visto en el capítulo 3.2 debe verificarse la excentricidad.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum V}$$

$$e = \frac{12}{2} - \frac{2045 - 436.29}{384} = 1.81 \text{ mts}$$

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 60.96 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 3.07 \text{ ton/m}^2$$

Para determinar el factor de seguridad se emplea el esfuerzo máximo como esfuerzo actuante y se compara con el esfuerzo resistente.

$$FS_{cc} = \frac{q_u}{q_{max}} = 3.12$$

Se procederá a realizar el análisis de estabilidad externa en condiciones dinámicas:

Primera mente se elige el coeficiente de aceleración máxima del terreno dadas por las normas N-PRY-CAR-6-01-005/01 del Instituto Mexicano del Transporte ^[11].

A las fuerzas resistentes calculadas en condiciones estáticas, se le suma la fuerza resistente por la profundidad de cimentación.

$$P_p = 0.50 \times \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \times \gamma \times H^2 = 8.71 \text{ ton/m}$$

Se calculan las fuerzas horizontales actuantes en condiciones dinámicas mediante la ecuación 2.4.1 y con el coeficiente de presión activa en condiciones dinámicas según la teoría de Mononobe – Okabe mediante la ecuación 5.3.9, 5.3.10 y 5.3.11 ^[5]

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha - Y)}{D_A \times \cos Y \times \cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta + Y)}$$

$$Y = \tan^{-1} \left(\frac{a_h}{1 - a_v} \right)$$

$$D_A = \left(1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta - Y)}{\sin(\alpha + \delta + Y) \times \sin(\beta - \alpha)} \right)^{0.50} \right)^2$$

De donde se tiene:

$$a_h = A_m = (1.45 - a_0) a_0$$

Donde a_0 es el coeficiente de aceleración máxima del terreno.

$$Y = \tan^{-1} \left(\frac{a_h}{1-a_v} \right) = 11.53^\circ$$

$$D_A = \left(1 + \left(\frac{\text{sen}(\varphi+\delta) \times \text{sen}(\varphi-\beta-Y)}{\text{sen}(\alpha+\delta+Y) \times \text{sen}(\beta-\alpha)} \right)^{0.50} \right)^2 = 2.47$$

$$K_{As} = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha-Y)}{D_A \times \cos Y \times \cos^2 \alpha \times \cos(\alpha+\delta+Y)} = 0.46$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_{Rl}}{\sum F_d}$$

$$\sum F_{Rl} = (\sigma_v \tan \delta + c) L_t + P_p = ((1.4 + 10.90)12) + 8.71 = 191.83 \text{ ton/m}$$

$$\sum F_d = P_a + P_{sc} + P_{cv} = (0.50 \times 1.70 \text{ ton/m}^3 \times 15^2 \times 0.46) + (1.40 \text{ ton/m}^2 \times 0.46 \times 15) + (0.75 \times (2.25/15)) = 82.89 \text{ ton/m}$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{191.83 \text{ ton/m}}{97.75/m} = 1.96$$

Estabilidad al volcamiento en condiciones dinámicas.

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

Momentos resistentes

$$\sum M_R = \left(q \times L \times \frac{L}{2} \right) + \left(H \times L \times \gamma \times \frac{L}{2} \right) = (100.80 \text{ ton} - m)(1944 \text{ ton} - m) = 2045 \text{ ton} - m$$

Momentos actuantes

$$\sum M_A = \left(\frac{1}{3} H \times P_a \right) + \left(\frac{1}{2} H \times P_{sc} \right) + (0.55H \times P_{cv}) = 439.88 \text{ ton} - m + 72.45 \text{ ton} - m + 0.93 \text{ ton} - m = 513.26 \text{ ton} - m$$

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{2045}{513.26} = 3.98$$

El ejemplo numérico tratado se verá más adelante como ejemplo de aplicación para el uso del programa propuesto.

6.- Programa para el diseño de muros reforzados con geosintéticos.

En la actualidad el uso de programas de cómputo es cada vez más común, para realizar los diferentes cálculos necesarios para realizar un diseño, hoy en día existen algunos programas para el análisis y diseño de los muros reforzados con geosintéticos pero estos están enfocados a el diseño con productos en específico, el programa propuesto fue desarrollado en la plataforma de MatLab, MatLab es el nombre abreviado de Matrix Laboratory, Matlab es un programa para realizar cálculos con matrices y vectores. Como caso particular puede también trabajar con números escalares, tanto reales como complejos. Una de las capacidades más atractivas es la de realizar una amplia variedad de gráficos en dos y tres dimensiones. MatLab tiene también un lenguaje de programación propio.

6.1.- Desarrollo del programa.

Como ya se mencionó, Mat Lab es una aplicación que se puede programar muy fácilmente, como lenguaje de programación no tiene tantas posibilidades como C (ni tan complicadas...). Tiene bifurcaciones y bucles, y la lectura y escritura interactiva de variables, que son los elementos básicos de cualquier programa de una cierta complejidad ^[14].

La estructuración del programa se hizo siguiendo la metodología de diseño vista en el capítulo 5.3 y complementado con el ejemplo numérico.

La estructura del programa se llevó a cabo en 6 pasos, incluyendo el entorno grafico utilizado para el desarrollo del mismo el código de los módulos empleados para el desarrollo del programa se muestra a continuación:

```

function output=AnaliEstExt(hmax,bmuro,q,Qp,mrelleno)
%
output.sv      = q+mrelleno.gnat*hmax;
output.t       = mrelleno.c+output.sv*tan(0.8*mrelleno.phi*pi/180);
output.Fza_crte = output.t*bmuro;

ka = tan((45-mrelleno.phi/2)*pi/180)^2;

output.pa = 0.5*mrelleno.gnat*hmax^2*ka;
output.sobrecarga = hmax*q*ka;
output.cargvivas = 0.75*Qp/hmax;

% Factor de seguridad al deslizamiento
output.FSd =
output.Fza_crte/(output.pa+output.sobrecarga+output.cargvivas); %
determina si cumple o no cumple

%
=====
% Determinacion de momentos resistentes
% Momento generado por la sobre carga
output.Msc = 0.85*q*hmax*bmuro/2;

% Momento generado por peso propio del muro
output.Mpm = hmax*mrelleno.gnat*bmuro^2/2;

%
=====
% Determinacion de los momentos actuantes
output.Mpt = (1/3)*hmax*output.pa;
% momento generado por la sobrecarga puntual
output.Mscq = 0.5*hmax*output.sobrecarga;
% momento generado por las cargas vivas
output.Mcv = 0.55*hmax*output.cargvivas;
% factor de seguridad al volcamiento
output.Fsv = (output.Msc+output.Mpm)/(output.Mpt+output.Mscq+output.Mcv);
% Este determina si cumple o no cumple

function output=AnaliEstMuro(hmax,dhmax,mrelleno,mater,q,sigma,Svp)

% hmax=12;
% x.distejes=1.4; x.x2 = 1.9; x.x4 = 2.30; x.x6 = 3.75; x.x8 = 4.15;
% dhmax= 0.5;
% Qp = 2.28; %[ton]
% [distancias,sigma,angulos]=CalculoEsfuerzos(hmax,x,dhmax,Qp);
% plot(sigma.ss,distancias)
% %
=====
% % Variables de entrada para la funcion "AnaliEstMuro"
% q          = 1.38; %[ton/m2]
%
% mater = cell(3,1); % materiales geotextiles
% mater{1,1}.Tult = 4.10; %[ton/m]
% mater{1,1}.zo   = 0;    % z inicial [m]

```

```

% mater{1,1}.zf      = 4;      % z final    [m]
% mater{1,1}.f_red  = 2.64; % factor de reduccion
%
% mater{2,1}.Tult   = 6.60; % [ton/m]
% mater{2,1}.zo     = 4.5;  % z inicial [m]
% mater{2,1}.zf     = 7.5;  % z final    [m]
% mater{2,1}.f_red  = 2.64; % factor de reduccion
%
% mater{3,1}.Tult   = 11.40; % [ton/m]
% mater{3,1}.zo     = 8;     % z inicial [m]
% mater{3,1}.zf     = 12;    % z final    [m]
% mater{3,1}.f_red  = 2.4;   % factor de reduccion
%
% mrelleno.c        = 1.4;   % [ton/m2]
% mrelleno.phi      = 30;    % [grados]
% mrelleno.gmax     = 1.90;  % [ton/m3]
% mrelleno.gnat     = 1.78;  % [ton/m3]
%
% Svp = [0.4 0.4 0.4 0.4 0.4 0.4 0.4 0.4 0.5 0.5 0.5 0.5 0.5 0.4 0.5 0.5
0.5...
%         0.5 0.5 0.5 0.4 0.4 0.4 0.4];

%%
=====
%
Tadm_all = [];
for k=1:length(mater)
    mater{k,1}.Tadm = mater{k,1}.Tult/mater{k,1}.f_red;
    nz = length(mater{k}.zo:dhmax:mater{k}.zf); % numero de elementos
para cada coeficiente de reduccion
    Tadm_all = cat(2,Tadm_all,mater{k,1}.Tadm*(ones(1,nz)));
end

Tadm_all    = Tadm_all(2:end);
distancias = dhmax:dhmax:hmax;
sig         = sigma.ss(2:end);
ka = tan((45-(mrelleno.phi/2))*(pi/180))^2;
% Sv calc
output.Sv_calc =
Tadm_all./(1.3*((ka*mrelleno.gnat*distancias)+(ka*q)+sig));

phi_d = 0.8*mrelleno.phi;
tan_d = tan(phi_d*pi/180);

% Longitud de empotramiento
output.Le = (1.3*(ka*mrelleno.gnat*distancias + ka*q +
sig).*Svp)./(2*(mrelleno.c+mrelleno.gnat*distancias*tan_d));
id= (output.Le<1); Le_min = output.Le; Le_min(id) = 1; % si output.Le es
menor que 1 el minimo es uno, si es mayor el valor se deja
% Longitud geometrica
output.Lg = (hmax-distancias)*tan((45-mrelleno.phi/2)*pi/180);
% Longitud total
output.L  = Le_min+output.Lg;
Lo = ones(1,length(distancias));

```

```

% Longitud calculada
output.Lcalc = Svp + Le_min + output.Lg + Lo;
% output.L a usar
output.Lusar = 0.8*hmax*(ones(1,length(distancias)));
% output.Lt
output.Lt = output.Lusar + Lo + Svp;

function [distancias,sigma,angulos]=CalculoEsfuerzos(hmax,x,dhmax,Qp)
% Funcion utilizada para calcular esfuerzos
% Variables de entrada:
% hmax - Altura maxima del muro en metros [m]
% x - Estructura con campos (x2,x4,x6,x8) que contiene la division
% entre ejes [m]
% dhmax - Cada cuanto se calcularan los esfuerzos (e.g 0.5 m)
% Qp - Carga vehicular

% Variables de salida:
% distancias - distancias a las que son calculadas los esfuerzos
% sigma - Estructura que con campos: sh,s1h,s2h,s3h,s4h,ss
% angulos - Estructura con campos correspondientes a los angulos
% phi2, phi4, phi6, phi8(en grados)

%
=====
% Ejemplo:
% hmax=12;
% x.distejes=1.4; x.x2 = 1.9; x.x4 = 2.30; x.x6 = 3.75; x.x8 = 4.15;
% dhmax= 0.05;
% Qp = 2.28;
% [distancias,sigma,angulos]=CalculoEsfuerzos(hmax,x,dhmax,Qp);
% plot(sigma.ss,distancias)
%
=====
%
distancias = 0:-dhmax:-hmax;
n = abs(distancias./hmax);
sigma.sh = ((0.28*n.^2)./(0.16+n.^2).^3)./(hmax^2/Qp);

% Calculo de los angulos phi(el resultado esta en radianes)
angulos.phi2 = atan(x.distejes/x.x2);
angulos.phi4 = atan(x.distejes/x.x4);
angulos.phi6 = atan(x.distejes/x.x6);
angulos.phi8 = atan(x.distejes/x.x8);

% Calculo de sigmas
sigma.s1h = sigma.sh*cos(1.1*angulos.phi2)^2;
sigma.s2h = sigma.sh*cos(1.1*angulos.phi4)^2;
sigma.s3h = sigma.sh*cos(1.1*angulos.phi6)^2;
sigma.s4h = sigma.sh*cos(1.1*angulos.phi8)^2;
sigma.ss = 4*sigma.sh+sum([sigma.s1h; sigma.s2h ;sigma.s3h
;sigma.s4h],1);
%
% Cambiamos los radianes a grados
angulos.phi2 = radtodeg(angulos.phi2);

```

```

angulos.phi4 = radtodeg(angulos.phi4);
angulos.phi6 = radtodeg(angulos.phi6);
angulos.phi8 = radtodeg(angulos.phi8);
%
% plot(sigma.ss,distancias)

function
output=DeterminacionMomentosActuantes(hmax,estcargdinamic,ResEstatic)

output.Mpt = (1/3)*hmax*estcargdinamic.Pa;
output.Msc = 0.5*hmax*estcargdinamic.sobrecarga;
output.Mcv = 0.55*hmax*estcargdinamic.cargasvivas;
output.Fsv =
(ResEstatic.Msc+ResEstatic.Mpm)/(output.Mpt+output.Msc+output.Mcv); %
Este determina si cumple o no cumple

L=1;
color='k';
plotllanta([1,3],L,color)
plotllanta([1,3.9],L,color)

plotllanta([4,3],L,color)
plotllanta([4,3.9],L,color)

plotllanta([1,7],L,color)
plotllanta([1,7.9],L,color)

plotllanta([4,7],L,color)
plotllanta([4,7.9],L,color)
axis([0 8 0 10])
%%
line([1.5 1.5],[0.5 3-.35], 'linewidth',1, 'color', 'k')
line([1.5 1.5],[3.35 3.9-.35], 'linewidth',4, 'color', 'k')
line([1.5 1.5],[3.9+.35 7-.35], 'linewidth',4, 'color', 'k')
line([1.5 1.5],[7.35 7.9-.35], 'linewidth',4, 'color', 'k')
line([1.5 1.5],[7.9+.35 9], 'linewidth',1, 'color', 'k')

line([4.5 4.5],[0.5 3-.35], 'linewidth',1, 'color', 'k')
line([4.5 4.5],[3.35 3.9-.35], 'linewidth',4, 'color', 'k')
line([4.5 4.5],[3.9+.35 7-.35], 'linewidth',4, 'color', 'k')
line([4.5 4.5],[7.35 7.9-.35], 'linewidth',4, 'color', 'k')
line([4.5 4.5],[7.9+.35 9], 'linewidth',1, 'color', 'k')

line([1.5 4.5],[8.6 8.6])
%annotation('doublearrow',[1.5 4.5],[8.6 8.6])
text(2,9.2,{'Distancia', 'entre ejes '}, 'FontSize',10)
%%
line([1.5 4.5],[0.5 7.9])
text(3,6, '\angle \phi_8')
line([1.5 4.5],[0.5 7])
text(3.7,5.2, '\angle \phi_6')

line([1.5 4.5],[0.5 3.9])

```

```

text(3,2, '\angle \phi_4')
line([1.5 4.5],[0.5 3])
text(3.7,1.3, '\angle \phi_2')

%% Ultimos ejes

line([5+.35 7.5],[7.9 7.9])
line([7.3 7.3],[0 7.9])
text(7.35,7.9/2, 'x_8', 'FontSize',10)
%
line([5+.35 6.8],[7 7])
line([6.6 6.6],[0 7])
text(6.65,7/2, 'x_6', 'FontSize',10)
%
line([5+.35 6.1],[3.9 3.9])
line([6 6],[0 3.9])
text(6,2.05, 'x_4', 'FontSize',10)
%
line([5+.35 5.6],[3 3])
line([5.4 5.4],[0 3])
text(5.45,3/2, 'x_2', 'FontSize',10)

function output=DinamicAnali(mcimentacion,fCarga,ResEstatic
,mrelleno,hmax,bmuro,q,Qp)

%%
% mcimentacion.phi = 26*pi/180; % en radianes
% mcimentacion.c = 1;
% mcimentacion.gnat = 1.7 ;
%
% fCarga.Df = 1;
% fCarga.Nc = 22.25;
% fCarga.Nq = 11.85;
% fCarga.Ng = 12.54;
%%=====
==
output.Sutl= mcimentacion.c*fCarga.Nc+...

fCarga.Df*fCarga.Nq*mcimentacion.gnat+mcimentacion.gnat*bmuro*fCarga.Ng*0
.5;
output.Sv = bmuro*(hmax+fCarga.Df)*mrelleno.gnat+bmuro*q+4*Qp;
output.e = 0.5*bmuro-((ResEstatic.Msc+ResEstatic.Mpm)-...
(ResEstatic.Mpt+ResEstatic.Mscq+ResEstatic.Mcv))/output.Sv;
output.Smax = (output.Sv/bmuro)*(1+6*output.e/bmuro);
output.Smin = (output.Sv/bmuro)*(1-6*output.e/bmuro);
output.Fscc = output.Sutl/output.Smax; % Este determina si cumple o no
cumple

function
output=EstabilidadCargasDinamicas(paramdinamicos,mrelleno,mcimentacion,hm
ax,q,Qp,fCarga,ResEstatic)

% paramdinamicos.a = 0; % angulo de inclinacion del muro (grados)

```

```

% paramdinamicos.b = 14.9; % inclinacion de la superficie del suelo
retenido (grados)
% paramdinamicos.d = 24; % angulo de friccion suelo geotextil
(grados)
% paramdinamicos.phi = 30; % angulo de friccion interno del material
(grados)
% paramdinamicos.ah = 0.2; % coeficiente sismico horizontal
% paramdinamicos.av = 0.02; % coeficiente sismico vertical

% Convertimos los grados a radianes
paramdinamicos.a = paramdinamicos.a*pi/180;
paramdinamicos.b = paramdinamicos.b*pi/180;
paramdinamicos.d = paramdinamicos.d*pi/180;
paramdinamicos.phi = paramdinamicos.phi*pi/180;

output.Y = atan(paramdinamicos.ah/(1-paramdinamicos.av)); % valor en
radianes
output.Da =
(1+(sin(paramdinamicos.phi+paramdinamicos.d)*sin(paramdinamicos.phi-
paramdinamicos.b-output.Y)/...

(sin(paramdinamicos.a+paramdinamicos.d+output.Y)*sin(paramdinamicos.b-
paramdinamicos.a)))^0.5)^2;
output.Kas = (cos(paramdinamicos.phi-paramdinamicos.a-output.Y))^2/...

(output.Da*cos(output.Y)*(cos(paramdinamicos.a))^2*cos(paramdinamicos.a+p
aramdinamicos.d+output.Y));

output.Fp =
0.5*(tan(0.7854+0.5*mcimentacion.phi))^2*(mcimentacion.gnat*fCarga.Df^2);
output.Pa = 0.5*(mrelleno.gnat*hmax^2)*output.Kas;
output.sobrecarga = hmax*q*output.Kas;
output.cargasvivas= 0.75*Qp/hmax;
output.Fsdd =
(ResEstatic.Fza_crte+output.Fp)/(output.Pa+output.sobrecarga+output.carga
svivas); % Este determina si cumple o no cumple

output.Y = output.Y*180/pi;

function varargout = MurosGeocint(varargin)
gui_Singleton = 1;
gui_State = struct('gui_Name', mfilename, ...
'gui_Singleton', gui_Singleton, ...
'gui_OpeningFcn', @MurosGeocint_OpeningFcn, ...
'gui_OutputFcn', @MurosGeocint_OutputFcn, ...
'gui_LayoutFcn', [], ...
'gui_Callback', []);
if nargin && ischar(varargin{1})
gui_State.gui_Callback = str2func(varargin{1});
end

if nargout
[varargout{1:nargout}] = gui_mainfcn(gui_State, varargin{:});
else

```

```

        gui_mainfcn(gui_State, varargin{:});
end
% End initialization code - DO NOT EDIT

% --- Executes just before MurosGeocint is made visible.
function MurosGeocint_OpeningFcn(hObject, eventdata, handles, varargin)
% This function has no output args, see OutputFcn.
% hObject    handle to figure
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)
% varargin   command line arguments to MurosGeocint (see VARARGIN)

% Choose default command line output for MurosGeocint
handles.output = hObject;

% Update handles structure
guidata(hObject, handles);

% UIWAIT makes MurosGeocint wait for user response (see UIRESUME)
% uiwait(handles.figure1);

% --- Outputs from this function are returned to the command line.
function varargout = MurosGeocint_OutputFcn(hObject, eventdata, handles)
% varargout  cell array for returning output args (see VARARGOUT);
% hObject    handle to figure
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Get default command line output from handles structure
varargout{1} = handles.output;

% -----
function archivo_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to archivo (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)

% -----
function calcular_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to calcular (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)

% -----
function abrir_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject    handle to abrir (see GCBO)
% eventdata  reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles    structure with handles and user data (see GUIDATA)

```

```

function edit1_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to edit1 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Hints: get(hObject,'String') returns contents of edit1 as text
%         str2double(get(hObject,'String')) returns contents of edit1 as a
double

% --- Executes during object creation, after setting all properties.
function edit1_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to edit1 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles      empty - handles not created until after all CreateFcns
called

% Hint: edit controls usually have a white background on Windows.
%         See ISPC and COMPUTER.
if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'),
get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
    set(hObject,'BackgroundColor','white');
end

function edit2_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to edit2 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Hints: get(hObject,'String') returns contents of edit2 as text
%         str2double(get(hObject,'String')) returns contents of edit2 as a
double

% --- Executes during object creation, after setting all properties.
function edit2_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to edit2 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles      empty - handles not created until after all CreateFcns
called

if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'),
get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
    set(hObject,'BackgroundColor','white');
end

```

```

function edit3_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to edit3 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Hints: get(hObject,'String') returns contents of edit3 as text
%        str2double(get(hObject,'String')) returns contents of edit3 as a
double

% --- Executes during object creation, after setting all properties.
function edit3_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to edit3 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles      empty - handles not created until after all CreateFcns
called

% Hint: edit controls usually have a white background on Windows.
%        See ISPC and COMPUTER.
if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'),
get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
    set(hObject,'BackgroundColor','white');
end

function edit4_Callback(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to edit4 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles      structure with handles and user data (see GUIDATA)

% Hints: get(hObject,'String') returns contents of edit4 as text
%        str2double(get(hObject,'String')) returns contents of edit4 as a
double

% --- Executes during object creation, after setting all properties.
function edit4_CreateFcn(hObject, eventdata, handles)
% hObject      handle to edit4 (see GCBO)
% eventdata    reserved - to be defined in a future version of MATLAB
% handles      empty - handles not created until after all CreateFcns
called

% Hint: edit controls usually have a white background on Windows.
%        See ISPC and COMPUTER.
if ispc && isequal(get(hObject,'BackgroundColor'),
get(0,'defaultUicontrolBackgroundColor'))
    set(hObject,'BackgroundColor','white');
end

function plotllanta(centro,longitud,color)

r = 0.35;

```

```

x=-r:0.01:r;
y=(r.^2-x.^2).^(1/2);
plot(-y+centro(1),x+centro(2),color,'linewidth',2),hold on
line([0+centro(1) longitud+centro(1)],[r+centro(2)
r+centro(2)],'linewidth',2,'color','r')
plot(y+centro(1)+longitud,x+centro(2),color,'linewidth',2)
line([0+centro(1) longitud+centro(1)],[r+centro(2) -
r+centro(2)],'linewidth',2,'color','r')

line([0+centro(1)-r longitud+centro(1)+r],[centro(2)
centro(2)],'linewidth',2,'color','k')
%
for k=0:longitud/3:longitud
x1=0:0.01:r;
y1=(r.^2-x1.^2).^(1/2);
y1=fliplr(y1);
plot(x1+k+centro(1),-y1+r+centro(2),'r')
plot(x1+k+centro(1),y1-r+centro(2),'r')

end

```

6.2.- Aplicación del programa propuesto

El uso del programa es realmente sencillo ya que se desarrolló un entorno gráfico y amigable, en donde básicamente los datos con los que se alimentan son los obtenidos de la exploración geotécnica, datos del refuerzo a emplear, correlaciones teóricas y normativa.

Figura 6.2.1 Ventana de inicio.

La figura 6.2.1 muestra la ventana de inicio, donde se puede ver que los datos necesarios son básicamente los datos propios del muro propuesto, entre ellos los datos mecánicos del material que se empleara para el relleno del muro, base, altura, ángulo de inclinación y cargas propuestas

Z [m]	Esfuerzos [Ton/m2]
27	-13 0.0195
28	-13.5000 0.0175
29	-14 0.0156
30	-14.5000 0.0140
31	-15 0.0126

Figura 6.2.2 datos de entrada para evaluación de cargas vivas.

Si se incluyen cargas vehiculares, será necesario introducir los datos relativos al eje tándem considerado para el diseño, así como las cargas puntuales que son transmitidas por los neumáticos, esto se hará en la ventana que se ve en la figura 6.2.2, antes de pasar al siguiente paso será necesario dar click en calcular esfuerzos, estos se calcularán y serán graficados automáticamente hasta la altura total del muro, enseguida se dará click en siguiente.

PROGRAMA PARA DISEÑO DE MUROS Y TERRAPLENES REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS

Propiedades de geosintéticos

	Tult	Zo	Zf
Material 1	4.7500	0	15
Material 2	NaN	NaN	NaN
Material 3	NaN	NaN	NaN

Factores de reducción del geosintético:

Factor de reducción por fluencia del material: 2

Factor de reducción por instalación: 1.1

Longitudes de diseño:

Le Mínimo: 1 [m]

Lo a usar: 1 [m]

Diagrama: Muestra un muro de altura H con refuerzos horizontales de longitud L y espaciamiento S_z . El ángulo de inclinación del muro es $45^\circ - c/2$.

Figura 6.2.3 Datos mecánicos y geométricos para el refuerzo

En la figura 6.2.3 será necesario capturar los datos relativos al refuerzo propuesto, se tiene la posibilidad de proponer distintos materiales para las diferentes profundidades, se proponen los factores de seguridad y las longitudes mínimas de empotramiento y dobleces.

PROGRAMA PARA DISEÑO DE MUROS Y TERRAPLENES REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS

Datos del suelo de cimentación:

Ángulo de fricción interna ϕ : 26 [grados]

Cohesión C: 1 [Ton/m²]

Peso unitario γ : 1.70 [Ton/m³]

Datos del suelo a confinar:

Ángulo de fricción interna ϕ : 30 [grados]

Cohesión C: 1.4 [Ton/m²]

Peso unitario γ : 1.8 [Ton/m³]

Profundidad de desplante del muro: Df = 2 [m]

Factores de seguridad deseados:

	Condición estática	Condición dinámica
Deslizamiento \geq	1.5	1.125
Volcamiento \geq	2	2
Capacidad portante	3	

Parametros de interacción suelo refuerzo:

Fricción entre el suelo de fundación y el geosintético δ_{sint} : 24 [grados]

Cargas dinámicas:

Aceleraciones de sismo:

a_h : 0.20

a_v : 0.02 Asumir 10% de a_h

Figura 6.2.4 Datos de Cimentación y factores de seguridad.

En la figura 6.2.4 se introducen los datos del terreno de cimentación, la profundidad, coeficientes sísmicos a emplear para la revisión de estabilidad externa en estado dinámico y coeficientes de seguridad tanto en condiciones estáticas como en condiciones dinámicas.

En la figura 6.2.5 se puede ver la ventana de resultados, aparecen los coeficientes de presión de tierras en estado estático y dinámico, factores de capacidad de carga, esfuerzos calculados, excentricidad calculada y los resultados del análisis de estabilidad externa, en caso de que alguno de las condiciones de estabilidad no sea satisfactoria, podrá llevarse a cabo un cambio en la geometría ya revisar de nueva cuenta o reducir los factores de seguridad buscados, aunque esta última opción no es recomendable.

Como complemento al análisis de estabilidad interna y externa se recomienda realizar una análisis de estabilidad global apoyados en algún software para análisis de estabilidad de taludes como SLADE, SLOPE o similar.

Corporativo PRECICSA
Proyectos, Estudios y Consultoría en Ingeniería Civil

DETERMINACIÓN DE ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO PROPUESTO

Coefficientes de presión lateral de tierra

Valor de coeficiente de Presión Activa Estático K_a : 0.33333
 Valor de coeficiente de Presión Activa Dinámico K_{as} : 0.45768

Capacidad portante

N_c	22.2544	σ_{ULT}	190.4547 [Ton/m ²]	Observación <input type="checkbox"/> Si cumple
N_q	11.8542	σ_{max}	61.8127 [Ton/m ²]	
N_γ	12.5388	σ_{min}	3.6907 [Ton/m ²]	
		F.S	3.0812	
Excentricidad		1.7752 [m]		

Estabilidad al deslizamiento

	Condición estática	Observación	Condición dinámica	Observación
Σ Fuerzas resistentes	168.5339 [Ton/m]		177.2416 [Ton/m]	
Σ Fuerzas actuantes	74.612 [Ton/m]		102.4029 [Ton/m]	
Factor de seguridad calculado	2.2588	<input checked="" type="checkbox"/> Si cumple	1.7308	<input checked="" type="checkbox"/> Si cumple

Estabilidad al volcamiento

	Condición estática	Observación	Condición dinámica	Observación
Σ Momentos resistentes	2051.1 [Ton-m]		2051.1 [Ton-m]	
Σ Momentos actuantes	390.924 [Ton-m]		536.4064 [Ton-m]	
Factor de seguridad calculado	5.2468	<input checked="" type="checkbox"/> Si cumple	3.8238	<input checked="" type="checkbox"/> Si cumple

Ayuda << Atrás Finalizar

Figura 6.2.5 Resultados de estabilidad externa del muro propuesto.

6.3.- Ejemplo Práctico.

Por cuestiones prácticas, el mismo ejemplo que se desarrolló en el capítulo 5.4 se introdujo en el programa y los resultados obtenidos son prácticamente los mismos que han aparecido en las figuras presentadas en el capítulo 6.2 con algunas pequeñas variaciones por las variaciones en los decimales empleados para los cálculos, en este capítulo de forma práctica se cambiarán algunas variables de las propiedades mecánicas de los materiales empleados para la construcción del muro y se verá cómo influyen en el diseño final.

Ahora supongamos que se tiene un material para la construcción del muro con las siguientes características:

Datos del suelo para el muro reforzado.

$$c = 0.50 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi = 36^\circ$$

$$\gamma = 1.75 \text{ t/m}^3$$

y la geomalla que se tiene actualmente en existencia cuenta únicamente con una de resistencia $T_{ult} = 6.60 \text{ t/m}$

Con respecto a la estabilidad interna se tiene:

Profundidad Z	σ_{ps}	σ_{sc}	σ_{cv}	σ_h
0.00	0.00	0.364	0.000	0.36
-0.50	0.22	0.364	0.005	0.59
-1.00	0.44	0.364	0.019	0.83
-1.50	0.66	0.364	0.040	1.07
-2.00	0.88	0.364	0.062	1.31
-2.50	1.11	0.364	0.082	1.55
-3.00	1.33	0.364	0.097	1.79
-3.50	1.55	0.364	0.108	2.02
-4.00	1.77	0.364	0.112	2.24
-4.50	1.99	0.364	0.112	2.47
-5.00	2.21	0.364	0.109	2.68
-5.50	2.43	0.364	0.103	2.90
-6.00	2.65	0.364	0.095	3.11
-6.50	2.87	0.364	0.087	3.32
-7.00	3.09	0.364	0.079	3.54
-7.50	3.32	0.364	0.071	3.75
-8.00	3.54	0.364	0.063	3.96
-8.50	3.76	0.364	0.056	4.18
-9.00	3.98	0.364	0.050	4.39
-9.50	4.20	0.364	0.044	4.61
-10.00	4.42	0.364	0.039	4.82
-10.50	4.64	0.364	0.035	5.04
-11.00	4.86	0.364	0.031	5.26
-11.50	5.08	0.364	0.027	5.47
-12.00	5.30	0.364	0.024	5.69
-12.50	5.53	0.364	0.022	5.91
-13.00	5.75	0.364	0.019	6.13
-13.50	5.97	0.364	0.017	6.35
-14.00	6.19	0.364	0.015	6.57
-14.50	6.41	0.364	0.014	6.79
-15.00	6.63	0.364	0.012	7.01

Tabla 6.3.1 Cálculo de los esfuerzos totales

Profundidad Z	σ_h	S_v	L_g	L_e
0.00	0.36	5.28	7.64	0.89
0.50	0.59	3.26	7.38	0.66
1.00	0.83	2.33	7.13	0.52
1.50	1.07	1.80	6.87	0.43
2.00	1.31	1.47	6.62	0.37
2.50	1.55	1.24	6.36	0.32
3.00	1.79	1.08	6.11	0.29
3.50	2.02	0.95	5.85	0.26
4.00	2.24	0.86	5.60	0.23
4.50	2.47	0.78	5.34	0.21
5.00	2.68	0.72	5.09	0.20
5.50	2.90	0.66	4.84	0.18
6.00	3.11	0.62	4.58	0.17
6.50	3.32	0.58	4.33	0.16
7.00	3.54	0.54	4.07	0.15
7.50	3.75	0.51	3.82	0.14
8.00	3.96	0.49	3.56	0.13
8.50	4.18	0.46	3.31	0.13
9.00	4.39	0.44	3.05	0.12
9.50	4.61	0.42	2.80	0.12
10.00	4.82	0.40	2.55	0.11
10.50	5.04	0.38	2.29	0.11
11.00	5.26	0.37	2.04	0.10
11.50	5.47	0.35	1.78	0.10
12.00	5.69	0.34	1.53	0.09
12.50	5.91	0.33	1.27	0.09
13.00	6.13	0.31	1.02	0.09
13.50	6.35	0.30	0.76	0.08
14.00	6.57	0.29	0.51	0.08
14.50	6.79	0.28	0.25	0.08
15.00	7.01	0.27	0.00	0.08


Tabla 6.3.2 Cálculo del refuerzo

Profundidad Z	σ_h	S_v	L_g	L_e	$L_{e \text{ min}}$	$L_{o \text{ min}}$	L_t
0.00	0.55	0.40	10.00	0.10	1.00	1.00	12.40
0.50	0.88	0.40	10.00	0.12	1.00	1.00	12.40
1.00	1.23	0.40	10.00	0.13	1.00	1.00	12.40
1.50	1.58	0.40	10.00	0.14	1.00	1.00	12.40
2.00	1.93	0.40	10.00	0.15	1.00	1.00	12.40
2.50	2.29	0.40	10.00	0.15	1.00	1.00	12.40
3.00	2.63	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
3.50	2.97	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
4.00	3.31	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
4.50	3.64	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
5.00	3.97	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
5.50	4.30	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
6.00	4.62	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
6.50	4.94	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
7.00	5.27	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
7.50	5.59	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
8.00	5.91	0.40	10.00	0.16	1.00	1.00	12.40
8.50	6.24	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
9.00	6.56	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
9.50	6.89	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
10.00	7.22	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
10.50	7.54	0.30	10.00	0.12	1.00	1.00	12.30
11.00	7.87	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
11.50	8.20	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
12.00	8.53	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
12.50	8.86	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
13.00	9.18	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
13.50	9.51	0.40	10.00	0.17	1.00	1.00	12.40
14.00	9.84	0.20	10.00	0.08	1.00	1.00	12.20
14.50	10.17	0.20	10.00	0.08	1.00	1.00	12.20
15.00	10.50	0.20	10.00	0.08	1.00	1.00	12.20

Tabla 6.3.3 Propuesta para el diseño definitivo.

Con respecto a la estabilidad externa se tiene:

Paso5



Corporativo
PRECICSA
Proyectos, Estudios y Consultoría en Ingeniería Civil

DETERMINACIÓN DE ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO PROPUESTO

Coeficientes de presión lateral de tierra		Capacidad portante		Observación		
Valor de coeficiente de Presión Activa Estático K_a	0.25962	N_c	22.2544	σ_{ULT}	190.4547 [Ton/m ²]	Si cumple
Valor de coeficiente de Presión Activa Dinámico K_{as}	0.29398	N_q	11.8542	σ_{max}	56.7647 [Ton/m ²]	
		N_γ	12.5388	σ_{min}	7.0286 [Ton/m ²]	
				F.S	3.3552	
				Excentricidad	1.5593 [m]	

Estabilidad al deslizamiento		Condición estática	Observación	Condición dinámica	Observación
Σ Fuerzas resistentes	188.4086 [Ton/m]			197.1163 [Ton/m]	
Σ Fuerzas actuantes	56.6759 [Ton/m]			64.1638 [Ton/m]	
Factor de seguridad calculado	3.3243		Si cumple	3.0721	Si cumple

Estabilidad al volcamiento		Condición estática	Observación	Condición dinámica	Observación
Σ Momentos resistentes	1997.1 [Ton-m]			1997.1 [Ton-m]	
Σ Momentos actuantes	297.3732 [Ton-m]			336.6171 [Ton-m]	
Factor de seguridad calculado	6.7158		Si cumple	5.9329	Si cumple

Se puede apreciar que se satisfacen las condiciones de estabilidad interna a pesar de que la resistencia a la tensión de la geomalla se reduce, y con respecto a la estabilidad externa los factores de seguridad se incrementaron, por lo que se puede tomar la decisión de reducir la base del muro y así disminuir los costos de la obra.

Conclusiones.

La construcción de muros reforzados con geosintéticos, son una alternativa técnica y económicamente viable en lugar de muros de concreto o mampostería, en México se está empezando a utilizar sobretodo en la construcción de carreteras.

La flexibilidad de los muros de suelo reforzados con geosintéticos representa una ventaja sobre las estructuras rígidas. Del mismo modo los muros de suelo reforzado con geosintéticos se comportan mejor que los terraplenes sin refuerzo.

Los muros reforzados con geosintéticos permiten el recubrimiento con vegetación, lo cual los hace muy atractivos desde el punto de vista de paisaje y ambiental.

El empleo de este tipo de estructuras en México, es cada vez mayor, sin embargo las técnicas de diseño, a pesar de que son sencillas, no se ha difundido como debería de ser y por lo tanto su aplicación es mucho menor que en otros países más desarrollados.

El programa propuesto sirve para presentar una propuesta técnica y económica relativa a la construcción de un muro reforzado con geosintéticos, se puede observar que con el auxilio de un programa, en este caso para el diseño de muros reforzados con geosintéticos se pueden hacer un sin número de propuestas de manera rápida y en base a esto tomar la mejor decisión que cumpla en seguridad y economía, cabe recordar que un buen diseño depende en mayor medida a la correcta realización de las exploraciones de campo y pruebas de laboratorio, así como de la calidad del material que se empleara para el refuerzo.

Una vez elegida la mejor propuesta, y como ya se mencionó con anterioridad, se recomienda hacer un análisis de estabilidad global y una vez que se cumplan todas las condiciones se procederá a la realización del proyecto definitivo.

Referencias.

1. Juárez Badillo & Rico Rodríguez. Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos tomo 2. México D.F 2012 Editorial Limusa.
2. Das, Braja M. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Mexico 2013 Cengage Learning Editores S.A de C.V.
3. Zeevaert W. Leonardo. Compendio elemental de mecánica de suelos. Mexico D.F 1998.
4. Hsai – Yang Fang. Foundation Engineering Handbook, New York 1991 Chapman & Hall.
5. E. Bowles, Joseph. Foundation Analysis and Design, fifth edition. New York 1997 The McGraw-Hill Companies, Inc.
6. Rico Rodriguez, Alfonso & Del Castillo, Hermilo. La ingeniería de suelos en las vías terrestres, volumen I. México D.F 2009 Editorial Limusa.
7. Rivera L. Muros de contención de suelo reforzado con cintas metálicas y geosintéticos 1ª edición. Universidad de Cauca 2004.
8. Holtz R. & Christopher B.R, Berg R.R. Geosynthetics design and Construction Guidelines. FHWA HI-95-038
9. Manual de obras civiles. México D.F 1998 Comisión Federal de Electricidad.
10. CIRIA. Soil Reinforcement with Geotextiles 1ª Ed. England 1996.
11. Normativa SCT. Norma SCT N-PRY-CAR-06-01-005-01 Proyectos de puentes y estructuras similares, sismo. México D.F 2004 SCT.
12. Design manual & Keywall operating guide. United States 2001 Keystone Retaining Wall Systems inc.
13. Mexichem. Manual de diseño con geosintéticos novena edición. Bogota 2012 Geosistemas Pavco, Mexichem.
14. Escuela Superior de Ingeniería Universidad de Navarra. Aprenda MatLab como si estuviera en primero. San Sebastian, España 1997.
15. Garnica Anguas P., Reyes Ramírez R., Gómez Rivera J. Diseño de muros reforzados con geosintéticos, Publicación Técnica no 382. Querétaro 2013 Instituto Mexicano del Transporte.

ANEXOS

TABLAS DE AYUDA PARA DISEÑO

Anexos.

Valores típicos de δ para distintos tipos de arenas ^[8].

Tipo de geotextil	Arena de grano medio a grueso	Arena redondeada	Arena limosa
	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 28^\circ$	$\varphi = 26^\circ$
Geotextil tejido cinta plana	24° (77%)	24° (84%)	23° (87%)
Geotextil no tejido punzonado por agujas	30° (100 %)	26° (92%)	26° (96%)

Tabla A1.

Valores típicos de C_a y δ para suelos con contenido de finos ^[8].

Mezclas utilizadas	cohesión del suelo	Adherencia suelo geotextil	φ Suelo	δ suelo - geotextil	% de φ
	t/m ²	t/m ²	°	°	%
0% limo - 100% arena	1	1.8	37.00	34.50	93.20
50% limo - 50% arena	3.5	1.5	35.40	30.80	87.00
60% limo - 40% arena	3.7	1.5	33.00	29.90	90.60
70% limo - 30% arena	3.7	1.5	32.00	25.60	80.00
90% limo - 10% arena	3.8	1.6	28.70	21.10	73.50

Tabla A2.

Especificaciones para suelos de relleno según FHWA ^[8].

Tamaño del tamiz	% que pasa
4"	100
No 4	0 a 60
No 200	0 a 15
índice de plasticidad no debe ser mayor a 6%	

Tabla A3.

Factores de seguridad mínimos para análisis estático ^[2].

Tipo de análisis	Factor de seguridad sugerido
Deslizamiento	1.5
Volteo	2
Capacidad de carga	3

Tabla A4.

Factores de seguridad mínimos para análisis sísmico ^[2].

Tipo de análisis	Factor de seguridad sugerido
Deslizamiento	1.125
Volteo	1.5

Tabla A5.

Factores de reducción para geotextiles en aplicaciones de separación y refuerzo ^[8].

Área	Daños por instalación	Fluencia
	FR _{ID}	FR _{FL}
Separación	1.1 a 1.25	1.5 a 2.5
Caminos no pavimentados	1.1 a 2.00	1.5 a 2.5
Muros de contención	1.1 a 2.00	2.0 a 4.0
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 a 2.00	2.0 a 3.5
Cimentaciones	1.1 a 2.00	2.0 a 4.0
Estabilización de taludes	1.1 a 1.5	2.0 a 3.0
Ferrocarriles	1.5 a 3.00	1.0 a 1.5

Tabla A6.

Factores de reducción para geomallas en aplicaciones de refuerzo ^[8].

Área	Daños por instalación	Fluencia
	FR _{ID}	FR _{FL}
Caminos no pavimentados	1.1 a 1.6	1.5 a 2.5
Caminos pavimentados	1.2 a 1.5	1.5 a 2.5
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0
Estabilización de taludes	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0
Muros de contención	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0
Cimentaciones	1.2 a 1.5	2.0 a 3.0

Tabla A7.

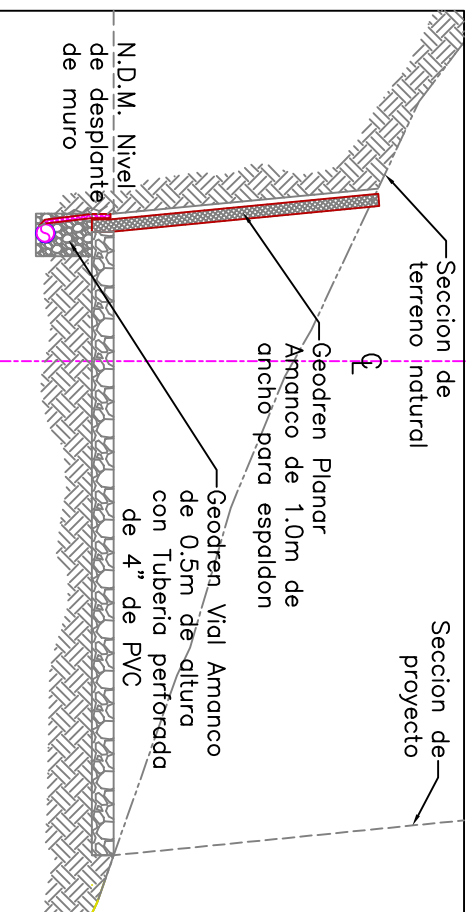
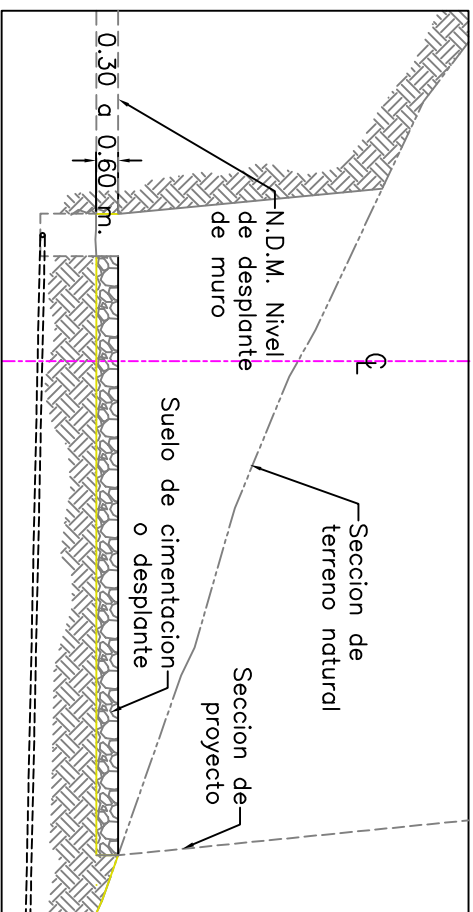
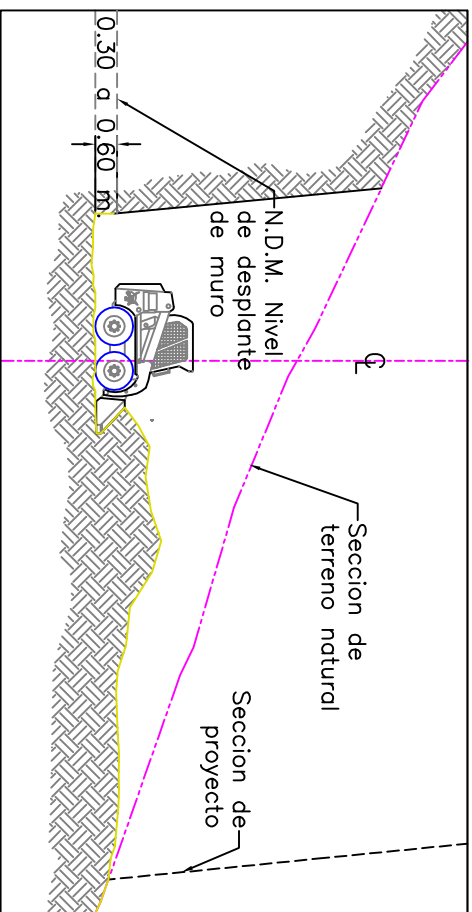
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

1. PREPARACIÓN DEL TERRENO.

- Los cortes se deben realizar al tercio con el objetivo de garantizar la estabilidad la banca del muro, la altura de estos cortes no debe ser mayor a 40 centímetros.
- Excavar de 30 a 60 cm. Por debajo del nivel inicial de la primera capa.
- Existen secciones que requieren de un tubo transversal adicional de 4" para desalojar el agua, verificarlas en el plano de secciones correspondiente para colocar el tubo antes del relleno con material de desplante.
- Rellenar con material granular seleccionado para desplante del muro, compactar y nivelar.

2. CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE SUBDRENAJE.

- Se consideran geodrenes planares Amanco de 1.0 m. de ancho para el drenaje de agua en el suelo reforzado, la distribución de estos drenes, mediante la configuración propuesta en los planos de proyecto correspondientes.

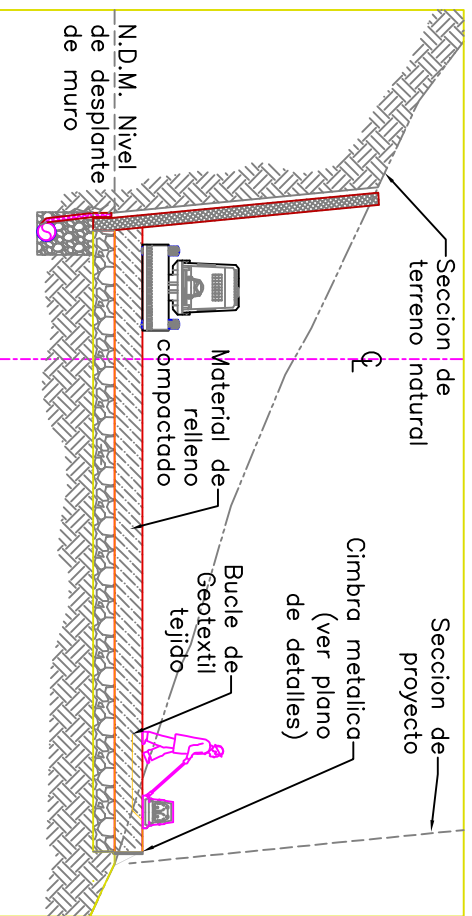
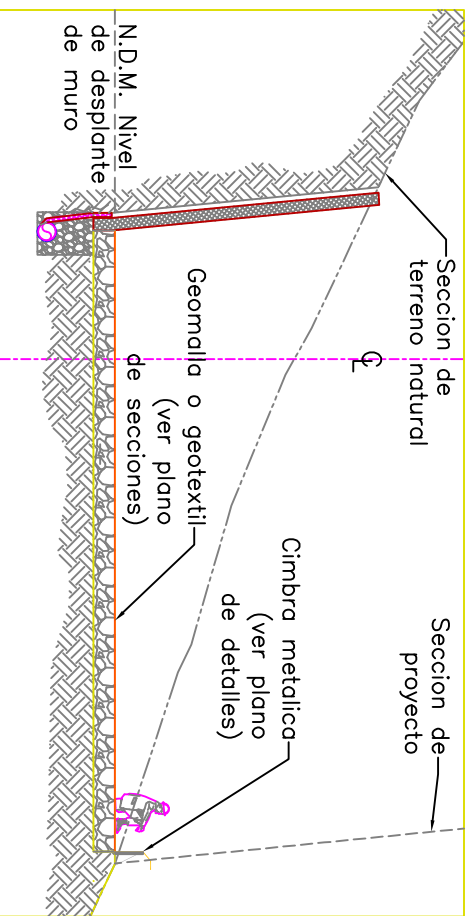


3. COLOCACIÓN DEL REFUERZO.

- El rollo de Geomalla o Geotextil Tejido deberá colocarse con el sentido a partir del cual se realizó el diseño, perpendicular al alineamiento horizontal del muro.
- Para la conformación de la cara se utiliza una cimbra en forma de "L" compuesta por ménsulas metálicas y contrafuertes, se recomienda el uso de malla metálica galvanizada con una cobertura mínima de 0.61 kg/m² (2oz/ft²), y contrafuertes de varilla del No 3 y alambroñ. (ver el plano de detalles)
- Debe asegurarse en el sitio de tal manera que se prevenga cualquier movimiento durante la colocación del material de relleno, y garantizar la integridad del personal.

4. COLOCACIÓN DEL MATERIAL DE RELLENO

- El material debe colocarse directamente sobre el refuerzo. Debe evitarse al máximo cualquier movimiento o conformación de pliegues del refuerzo durante la colocación del material de relleno.
- Se debe compactar una primera capa de 15 cm de espesor con equipos manuales (compactadores de bajo tonelaje o ballarinos).
- Debe compactarse hasta la mitad del espesor de la capa, usando compactadores manuales en los 60 cm más cercanos a la cara.
- El grado de compactación deberá ser del 95% de la densidad máxima obtenida en laboratorio para la prueba AASHTO modificada.
- Si se prevén unos asentamientos de magnitud considerable en la cimentación que puedan originar una separación entre rollos traslapados, se recomienda la unión mediante costura en el caso de Geotextiles tejidos.
- Después de esta primera capa, el proceso de compactación podrá realizarse, a juicio del personal de campo, mediante la utilización de los compactadores convencionalmente usados.



5. CONSTRUCCIÓN DE LAS CAPAS SUBSECUENTES

— Colocar el rollo de Geomalla o Geotextil Tejido directamente sobre el suelo de desplante. Para conformar la cara del muro se utiliza la misma cimbra sencilla mencionada en el apartado 3, (consistente en una serie de ménsulas metálicas o de madera en forma de "L", que también pueden estar reforzadas con contrafuerzes. Su cara vertical está compuesta por un tablón o malla electrosoldada con una altura ligeramente superior a la de la capa que esté conformando).

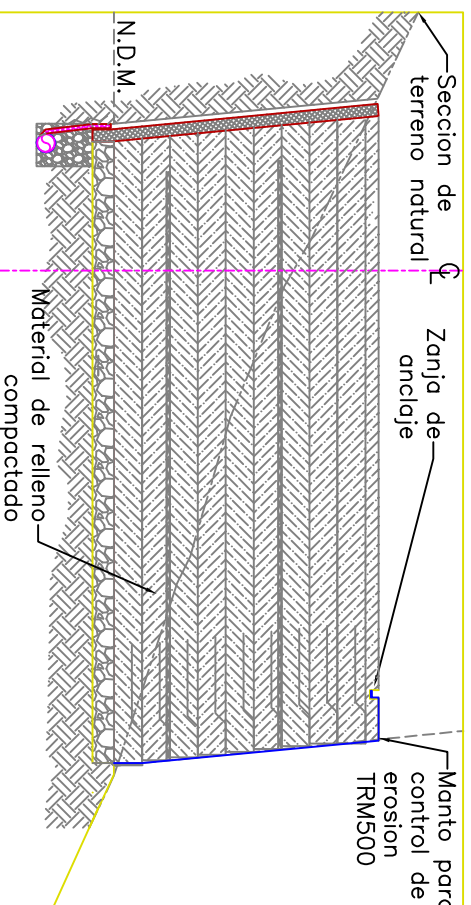
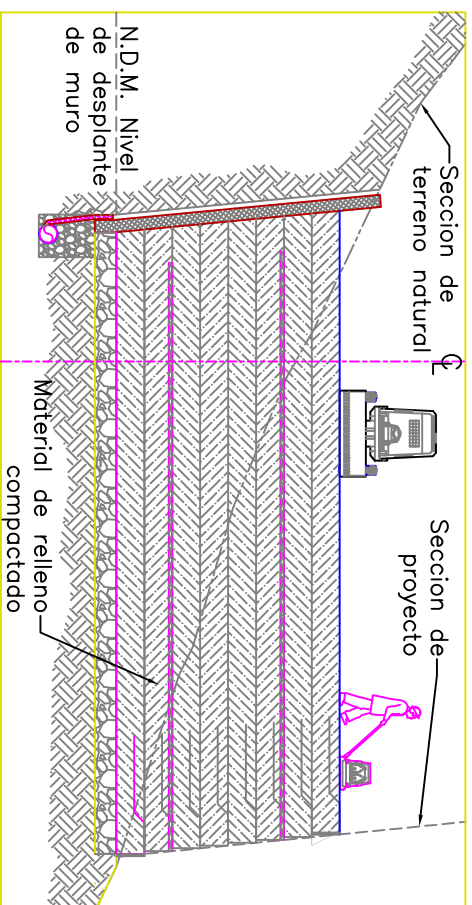
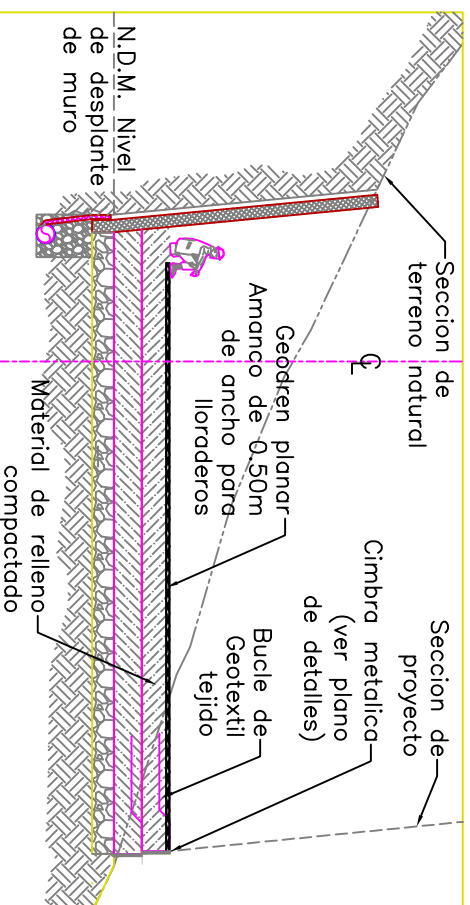
— Se colocará el material de relleno según el proceso mencionado en el punto 4. En caso de las geomallas, se usará un bucle de geotextil tejido que envolverá la capa, esto es motivo para la retención de material y su confinamiento lateral. Este geotextil tejido se instalará a 0.70m. mínimo de la cara del muro, integrándolo por la parte de la cimbra. Cuando se llegue a la altura de diseño se envolverá la capa antes de integrar el siguiente refuerzo.

— Se coloca más material de relleno para alcanzar la altura de diseño de la capa, compactándolo posteriormente.

— Deberá revisarse la configuración de los drenes planares en planos de planta y perfil, con objeto de colocarlos oportunamente en cada capa que corresponda.

5. COLOCACION DEL MANTO PARA PROTECCION CONTRA EROSION

— Colocar el manto TRM500 sobre la cara del muro, empleando una zanja de anclaje y ganchos de sujeción (ver plano de detalles).



RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

En lo referente a su construcción, los materiales a usar para el suelo reforzado, la FWHA en la publicación FHWA-NHI-00-043, menciona todo el material de relleno utilizado en el volumen de la estructura reforzada para los Muros mecánicamente estabilizados, deberá estar razonablemente libre de materiales nocivos orgánicos o de otro tipo y se ajustarán a los límites de gradación siguientes según lo determinado por AASHTO T-27:

TAMAÑO DEL TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASA
102 mm (4")	100
0.425 mm (No. 40)	0 - 60
0.075 mm (No. 200)	0 - 15

NOTA:

El índice plástico no debe exceder de 6. Sin embargo, bajo experiencia, se ha justificado granulometría en el relleno reforzado de mayor tamaño, siempre y cuando cumpla con la compactación establecida en la metodología, estos tamaños de partícula se limitan a tamaños máximos de 6", o a 1/3 de la capa de suelo reforzado.

En caso de encontrar en campo condiciones diferentes a las analizadas en el diseño, es necesario recalcular y verificar la estabilidad de los muros.

DETALLES CONSTRUCTIVOS

