



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA



TESIS
COMPARACIÓN DE DOS SISTEMAS DE RETENCIÓN DE TIERRAS
EN ZONA DE LOMAS

TESISTA

ESPINOZA VÁZQUEZ JESÚS ANTONIO

DIRECTOR DE TESIS

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

PARA RECIBIR EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

Introducción	4
CAPÍTULO 1 DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE INTERÉS	6
1.1 Descripción del Proyecto	6
1.2 Geología del Sitio.....	12
1.3 Exploración Geotécnica	12
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES GENERALES.....	16
2.1 Comportamiento Mecánico de los Suelos	17
2.2 Empuje de Tierras.....	21
2.3 Capacidad de Carga	29
CAPÍTULO 3 ESTRUCTURAS DE SOPORTE.....	33
3. Estructuras de soporte	34
3.1 Muros de Retención	35
3.2 Tablestacas	37
3.3 Troqueles.....	40
3.4 Muros Milán	42
3.5 Muros Mecánicamente Estabilizados	43
CAPÍTULO 4 MUROS DE RETENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y/O MAMPOSTERIA.....	49
4.1 Predimensionamiento	50

4.2 Análisis de estabilidad	50
4.3 Elementos de Drenaje	59
CAPÍTULO 5 TIERRA ARMADA.....	61
5.1 Antecedentes de Diseño	63
5.2 Elementos básicos de Muros Mecánicamente Estabilizados	65
5.3 Principios básicos de diseño de Muros Mecánicamente Estabilizados.....	71
5.3 Detalles Constructivos	81
CAPÍTULO 6 COMPARACIÓN “MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO VS TIERRA ARMADA”.....	88
6.1 Diseño de muro de concreto reforzado en con contrafuertes	89
6.2 Diseño muro de concreto reforzado en voladizo	¡Error! Marcador no definido.
6.2 Diseño de Muro Mecánicamente Estabilizado con mallas de acero	¡Error! Marcador no definido.
6.3 Comparación económica	132
CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES	135
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	137

Introducción

Uno de los campos con mayor desarrollo en la ingeniería geotécnica, es el referente a los sistemas de retención cuyo uso es indispensable en los problemas de estabilidad de cortes y taludes que comúnmente están presentes en diversos proyectos de ingeniería.

Actualmente la tendencia marcada de resolver cualquier problemática en el menor tiempo posible y a un bajo costo ha hecho indispensable la búsqueda de soluciones innovadoras en estas estructuras, cuyo punto de partida no se aleja de las reglas de arte que se han empleado por años para su diseño.

Este trabajo de tesis presenta la comparación entre dos sistemas de retención, concretamente entre muros de concreto reforzado y muros mecánicamente estabilizados, para resolver la problemática del desplante de una Estación de Servicio de Combustible, cuya particularidad del terreno presenta una topografía totalmente accidentada.

Su estructuración tiene el objetivo de presentar las herramientas necesarias para adentrarse en el campo del diseño de estos sistemas de retención, con un enfoque práctico y sencillo.

En el primer capítulo se presenta la descripción general del proyecto, con la recopilación de información referente a los trabajos previos de ingeniería básica y procesos constructivos ejecutados hasta el momento.

En el segundo capítulo se presentan los fundamentos básicos de Mecánica de Suelos que se requieren conocer para comprender los mecanismos de falla y resistencia de una masa de suelos.

En el capítulo tres se muestran los principales sistemas de retención frecuentemente utilizados en la ingeniería práctica describiendo de manera muy general su aplicabilidad y sus principios de diseño.

En el capítulo cuatro se profundiza en el diseño del sistema de muros de concreto reforzado y/o mampostería, presentando los elementos necesarios para dimensionar este tipo de estructuras y los elementos teóricos para garantizar su estabilidad.

En el capítulo cinco se describen las bases de diseño del sistema de tierra armada actualmente conocidos como muros mecánicamente estabilizados, tomando en cuenta los últimos avances que se disponen en el desarrollo de este sistema.

Por último, en el capítulo seis en base a un análisis Técnico-Financiero, se pretende concluir cuál es la mejor opción ante esta problemática, analizando cuáles son los alcances y limitaciones de cada sistema.

CAPÍTULO 1 DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE INTERÉS

1.1 Descripción del Proyecto

El proyecto en el que se enfoca este trabajo de tesis corresponde a una gasolinera que actualmente se encuentra en construcción, la cual se localiza en Avenida Palo Solo No.105, Colonia Centro Urbano, San Fernando-La Herradura, Municipio de Huixquilucan, Estado de México.

Los elementos principales que conforman este proyecto son: una fosa de almacenamiento de tanques de combustible, una zona de despachadores y una tienda de conveniencia, su distribución se muestra en la planta general del proyecto Fig. 1.1.

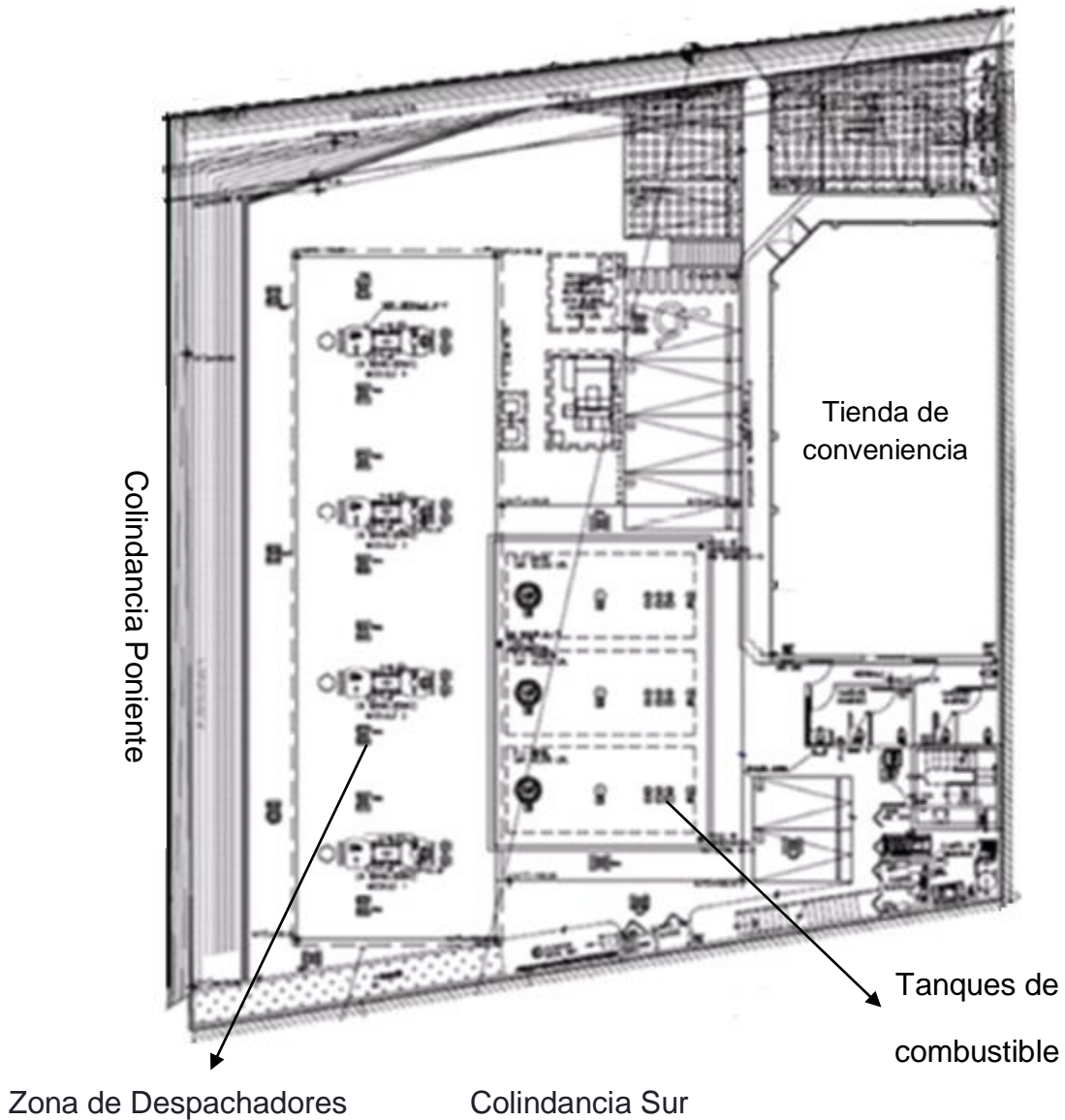


Fig. 1.1 Planta general del proyecto

Las condiciones topográficas originales del sitio de estudio presentaban un desnivel de aproximadamente 6 m cuya pendiente era hacia la colindancia sur en prácticamente todo el terreno, Fig. 1.2 y cortes producto de la explotación de material de alrededor de 5 m, Fig. 1.3.



Fig.1.2 Condiciones topográficas iniciales del sitio



Fig. 1.3 Corte existente en el sitio de estudio

Dadas estas condiciones topográficas fue necesario conformar un terraplén de más de 14 m de altura en su sección máxima, que permitiera alcanzar los niveles de proyecto requeridos y poder así, lograr el desplante de las estructuras citadas anteriormente.

Para llevar a cabo la conformación de dicho terraplén, fue necesario proyectar en las colindancias sur y poniente respectivamente, sistemas de soporte que

podieran garantizar su estabilidad y seguridad estructural ante un posible deslizamiento.

La solución propuesta por la empresa proyectista estableció construir muros de contención perimetrales con contrafuertes en ambas colindancias considerando para su diseño alturas de desplante variables.

En la etapa inicial de construcción del proyecto se llevaron a cabo la construcción del muro de contención en la colindancia sur y la conformación del terraplén con un avance del 50 por ciento del área de proyecto, Fig.1.4.



Fig. 1.4 Imagen satelital del sitio de estudio. Google Earth 2014.

La sección proyectada del muro de contención fue con una base de 1 metro de peralte, un ancho de 7 metros aproximadamente y un espesor de muro de 0.50 metros, tal y como se muestra en la Fig. 1.5.

Los contrafuertes fueron colocados a cada 3 metros de separación a ejes y una sección de 0.70 metros de ancho.

La Fig.1.6 muestra la altura de desplante que se necesitó alcanzar en esa zona para apoyar en estratos competentes el muro de contención que, en este caso, fue de una altura de 14 metros aproximadamente.



Fig. 1.5 Base del muro de contención con contrafuertes colindancia sur



Fig. 1.6 Muro con contrafuertes colindancia sur



Fig. 1.6 Desplante del muro sur de concreto reforzado con contrafuertes.

Dada la costosa inversión que representó dicha solución, los inversionistas optaron por buscar otra alternativa que permitiera resolver la problemática de contención del terraplén en la colindancia poniente, presentándose la propuesta de construir un muro mecánicamente estabilizado en dicha colindancia Fig.1.7.

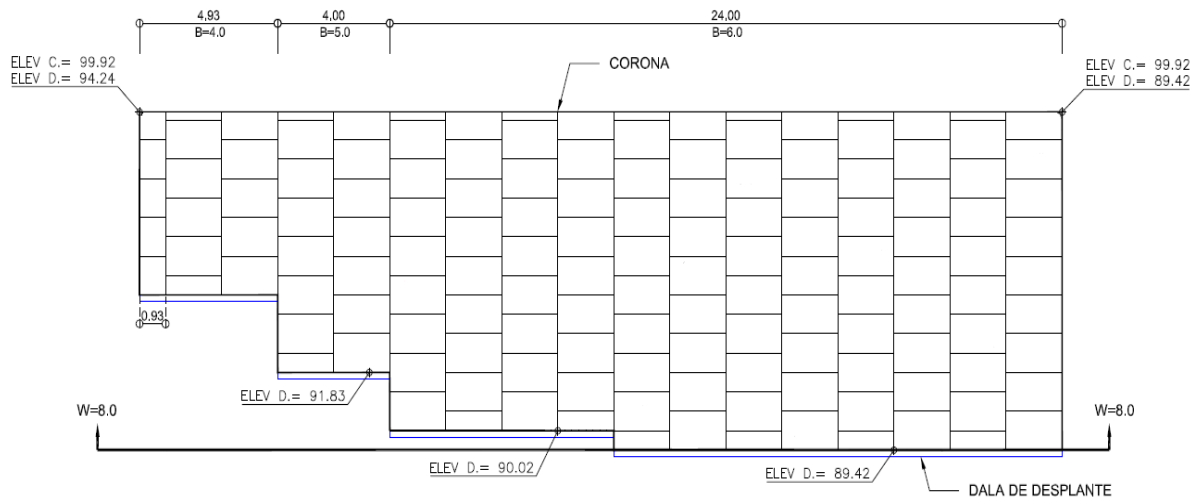


Fig. 1.7 Propuesta del muro mecánicamente estabilizado.

Dada la incertidumbre que envuelve el comportamiento de dicho sistema, el objetivo de este escrito es definir las variables que intervienen en su diseño, analizando sus ventajas y desventajas ante la solución ya construida.

1.2 Geología del Sitio

El sustrato geológico en Huixquilucan, Edo. de México es de rocas ígneas extrusivas, teniendo el predominio de tobas cementadas y brecha volcánica en menor proporción.



Fig. 1.9 Horizonte geológico

En el predio de estudio, existe un predominio de tobas volcánicas cementadas, las cuales son rocas piroclásticas de grano fino, compuestas de fragmentos menores de 5 mm. La mayor parte de los fragmentos que la conforman son fenocristales rotos y fragmentos de lava solidificada; otros de sus constituyentes son partículas de vidrio volcánico, compuestas por esquirlas microscópicas llamadas escamas o corpúsculos espumosos de pómez.

1.3 Exploración Geotécnica

Para determinar las propiedades de resistencia del suelo, en una etapa inicial de exploración, se programó un Sondeo de Penetración Estandar a 10 m de profundidad, con obtención de muestras alteradas en la longitud total del sondeo.

El equipo que se utilizó para llevar a cabo la exploración fue por medio de una Longyear 24, la cual cuenta con equipo rotatorio y tripie para ejecutar la prueba de SPT Fig. 1.10.

El desarrollo de la prueba consistió en hincar un penetrómetro de 0.60 m con un martinete de 140 lb de peso que se deja caer de una altura estandarizada de 30 pulgadas. La longitud total del penetrómetro se subdivide en tres segmentos, la parte inicial en 0.15 m, el tercio medio en 0.30 m y el tercio inferior en 0.15 m, al hincando el penetrómetro se registra el número de golpes por cada segmento, deteniendo dicha prueba si en alguno ellos excede los 50 golpes.



Fig. 1.10 Sondeo de Penetración Estándar.

Con las muestras obtenidas se llevó a cabo una clasificación visual y al tacto, que permitiera conocer el tipo de material existente en sitio.

En el perfil estratigráfico que se presenta en la Fig. 1.11 se muestra la variación del número de golpes y la variación del contenido de agua en la longitud total del sondeo, pudiendo concluir que:

De 0.00 a 5.40m, existe un estrato de toba intermedia compuesta de limo arcilloso con arena fina color café claro, de consistencia muy compacta a compacta y clasificación SUCS CL.

De 5.40 a 10.20 m, se ubica una toba intermedia de arena limosa color café claro, con gravas y gravillas aisladas, de compactidad media a compacta y clasificación SUCS SM.

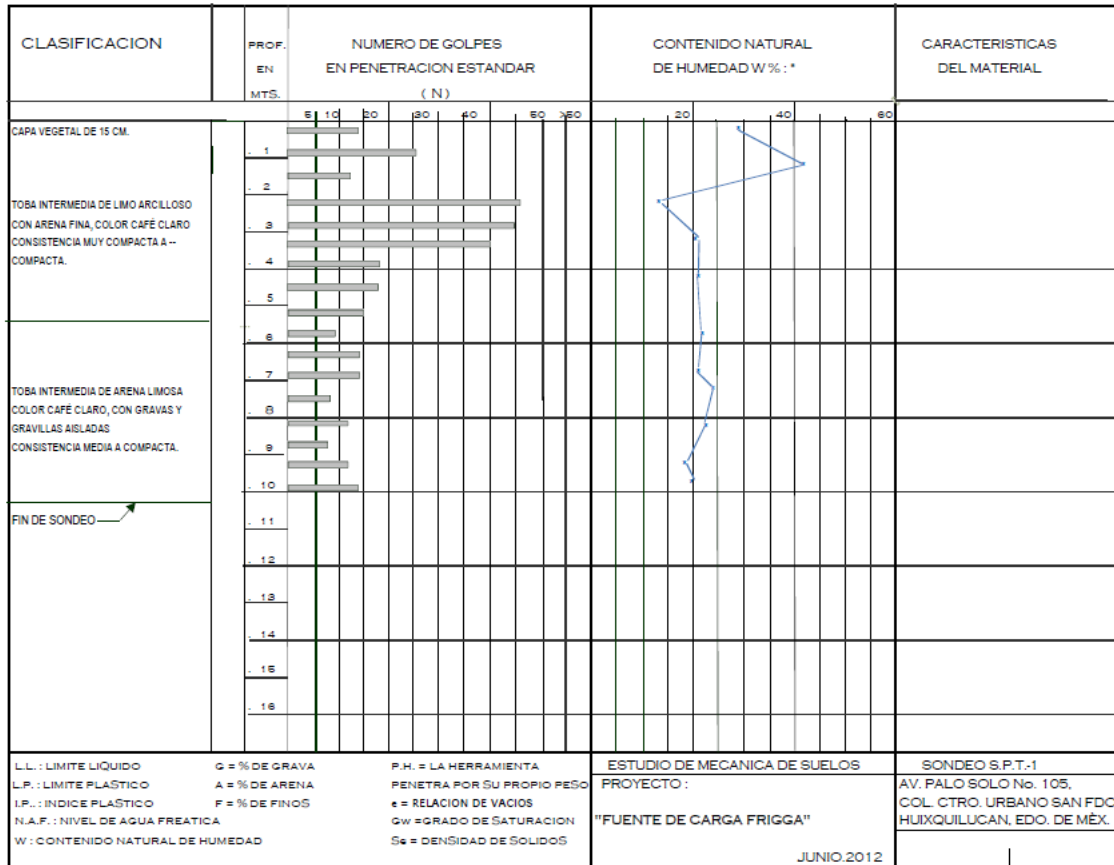


Fig.1.11 Perfil estratigráfico de sondeo de penetración estándar a 10 m.

Posteriormente a petición de la empresa que proyectó el muro mecánicamente estabilizado se programó una segunda campaña de exploración con el fin verificar la capacidad de carga en el material de desplante de la colindancia poniente, dada la incertidumbre que existía de la veracidad de los resultados obtenidos en la primera etapa de exploración.

Los trabajos realizados consistieron en obtener tres muestras cubicas inalteradas de dimensiones de 0.30 x 0.30 x 0.30 m, realizando una clasificación visual y al tacto para posteriormente protegerlas contra la pérdida de humedad y enviarlas a laboratorio.



Fig. 1.12 Labrado de muestra en campo

Los materiales detectados en las muestra cubicas se clasificaron como tobas Areno-limosas, de color café claro, con gravillas compacidad muy densa (ML).

Zonificación Geotécnica

De acuerdo a las NTC del RCDF 04 el sitio de estudio se encuentra en la Zona I o Zona de Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente competentes.

Dentro de la descripción de esta zona, se advierte que es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena de rellenos no controlados.

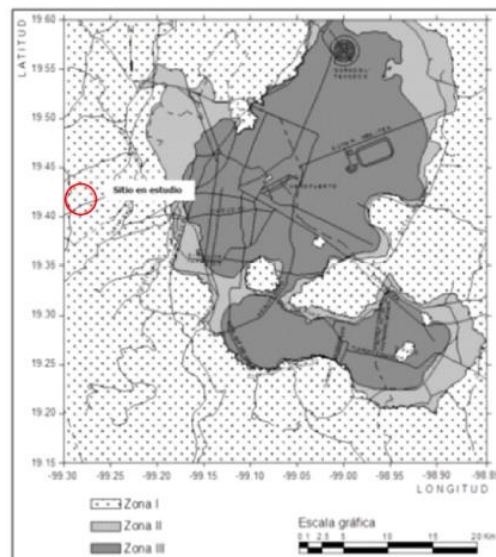


Fig. 1.13 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES GENERALES

2. Antecedentes Generales

A lo largo de muchos años el conocimiento netamente empírico fue la base para el diseño y construcción de diversas estructuras civiles, ante la carencia de un marco teórico los diseños se llevaron a cabo en base a prueba y error, fundamentando así el éxito o el fracaso del proyectista.

Actualmente, pese a los avances tecnológicos que se tienen hoy en día, no se han podido reducir totalmente las incertidumbres que trae consigo el análisis del comportamiento mecánico del suelo, debido al número de variables que hacen imposible modelarlo adecuadamente.

Es por ello que en la vida práctica para un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos, el saber comprender y entender las limitaciones propias de dichas teorías, representa la base para definir los parámetros necesarios para llevar a cabo un buen diseño.

2.1 Comportamiento Mecánico de los Suelos

Adentrarse en el conocimiento del comportamiento mecánico de los suelos, implica tratar de definir y entender las variables que intervienen en la falla o colapso de un determinado material.

Diversos son los enfoques que se tienen de “falla”, pero en lo que concierne a Mecánica de Suelos las bases teóricas se han enfocado en la falla generada por esfuerzos cortantes en relación directa con los esfuerzos a los cuales se somete el material de interés. Actualmente, la teoría de falla más utilizada se fundamenta en los aportes teóricos realizados por Charles Coulomb y Otto Mohr.

Coulomb (1773) realizó uno de los primeros intentos por establecer un marco teórico que describiera el comportamiento de los suelos a la falla; enfocando sus estudios en suelos de comportamiento cohesivo, definió la ley de resistencia al esfuerzo cortante de dichos materiales por la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi) \quad (2.1)$$

Donde

- τ Esfuerzo cortante
- c cohesión
- σ Esfuerzo normal actuante en el plano de falla
- ϕ Ángulo de fricción interna

Dicha ley establecía que los parámetros de resistencia del suelo permanecían constantes a lo largo del tiempo describiendo un comportamiento lineal.

Por su parte Mohr con base en sus estudios realizados en suelos granulares, concluyó que la falla por deslizamiento se desarrollaba a lo largo de un plano

determinado en el cual la combinación de esfuerzos cortante y normal fuera máxima, definiendo así:

$$\tau = \sigma \tan(\phi) \quad (2.2)$$

Mohr analizó que la resistencia al esfuerzo cortante de este tipo de suelos tenía relación directa con el ángulo de fricción interna, el cual variaba en función de la forma y el grado de acomodamiento de las partículas sólidas con relación al esfuerzo normal actuante.

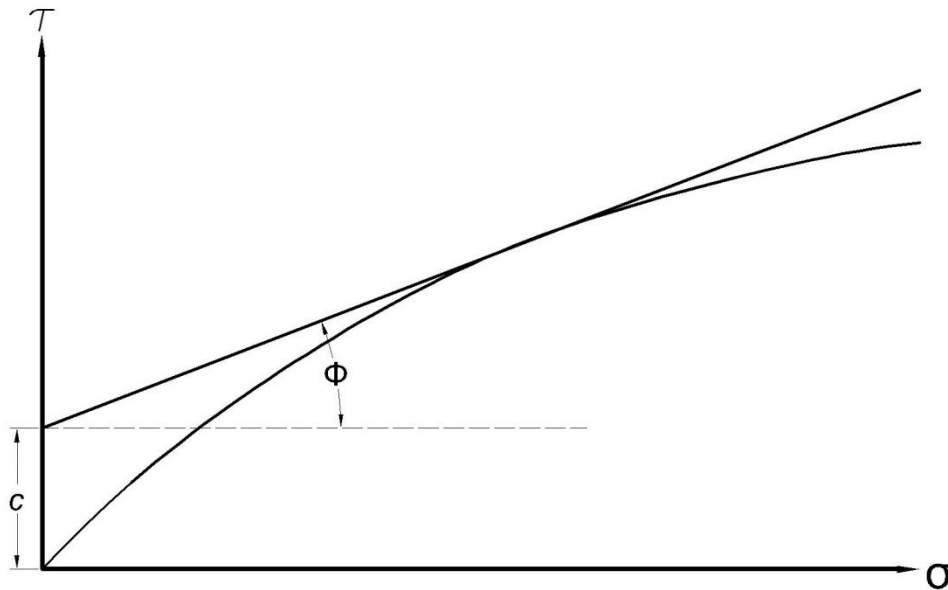


Fig.2.1 Leyes de resistencia al esfuerzo cortante propuestas Coulomb y Mohr

Bajo estos principios la Mecánica de Suelos actual utiliza el criterio de falla de Mohr-Coulomb, el cual obedece la ley de resistencia propuesta por Coulomb pero abandona sus principios teóricos sustituyéndolos por los establecidos por Mohr, definiendo así una ley de resistencia universal para el análisis y comprensión de cualquier masa de suelos.

Diversas son las pruebas de laboratorio existentes hoy en día que nos dan herramientas para comprender el comportamiento mecánico de los suelos, entre las cuales destacan pruebas clásicas como lo son:

- Análisis Granulométrico
- Límites de Plasticidad
- Contenido de agua

Los análisis granulométricos junto con la determinación del contenido de finos, así como el conocimiento del contenido natural de agua en relación con sus límites de plasticidad, nos permiten vislumbrar si las condiciones del suelo son favorables o,

no para el desplante de una cimentación, advirtiéndonos de bajas resistencias al esfuerzo cortante, alta compresibilidad, alto potencial de fluencia, entre otros.

En cuanto a los métodos empleados para la obtención de los parámetros del suelo que intervienen en el análisis y diseño de cimentaciones, existen pruebas clásicas de resistencia como son:

- Prueba de Corte Directo
- Prueba de Compresión Simple
- Pruebas Triaxiales

La elección del tipo de prueba a ejecutar debe de tener la finalidad de reproducir las condiciones que se desarrollaran bajo las cargas actuantes estimadas, teniendo en cuenta las limitaciones propias de cada prueba.

La interpretación de los resultados como en el caso de pruebas triaxiales, juega un papel fundamental en el diseño de cimentaciones, uno de los errores frecuentemente cometidos en informes geotécnicos es la confusión recurrente entre las condiciones no drenadas y drenadas del suelo, llevando a cabo diseños que se basan en parámetros efectivos obtenidos de pruebas triaxiales no-consolidadas no drenadas, lo que origina la posibilidad de ocasionar fallas irreversibles en las estructuras.

En lo que respecta a las pruebas de campo, actualmente las de mayor uso a nivel mundial son la Prueba de Penetración Estándar y Prueba de Cono Eléctrico, debido a que permiten conocer muy cercanamente la resistencia del suelo en el instante que se ejecuta la prueba.

Existen algunas innovaciones, que tienen la tendencia a obtener parámetros de resistencia más específicos por medio de métodos indirectos como lo son la prueba de sonda suspendida y la prueba de dilatómetro de Marchetti, pese a que son pruebas muy completas en cuanto a información, su uso se reduce a proyectos de gran magnitud debido al costo de las mismas.

Dado el gran abanico de pruebas existentes hoy en día, la función del ingeniero proyectista es limitar el número de pruebas necesarias para llevar a cabo su diseño, y poder tener un panorama general de los fenómenos a los que envolverán a su proyecto.

Correlaciones para obtener parámetros de Resistencia

Actualmente ante la limitación de tiempo para la ejecución de pruebas de laboratorio, se utilizan correlaciones guiadas a un pre-dimensionamiento las cuales dan resultados muy conservadores manejando un grado alto de incertidumbre.

En la Tabla No.1 se presentan correlaciones para determinar la resistencia no drenada de suelos arcillosos, con base en los resultados obtenidos de Sondeos de Penetración Estándar (SPT) y Cono Eléctrico (CPT).

Tabla 1. Correlaciones entre Resultados de SPT y CPT y la resistencia no drenada de suelos finos cohesivos (Kulhawy y Mayne, 1990).

Ecuación	Condición del Suelo	Prueba Asociada
$c_u = 0.29P_a N^{0.72}$	Normalmente consolidado a ligeramente preconsolidado.	SPT
$c_u = \frac{q_c - p_{vo}}{N_k}$	Varios	CPT

Donde

- P_a Presión atmosférica
- N Número de golpes
- q_c Resistencia de punta de cono eléctrico
- p_{vo} Esfuerzo total de sobrecarga
- N_k Factor de cono, valor típico de 15.

Para su uso se requiere satisfacer la condición del suelo citada en la segunda columna, por lo que en el caso de la obtención de la resistencia no drenada del suelo por medio de un sondeo de penetración estándar, en el caso más estricto sería necesario determinar la curva de compresibilidad del material analizado para definir su grado de consolidación y así poder utilizar o desechar dicha correlación.

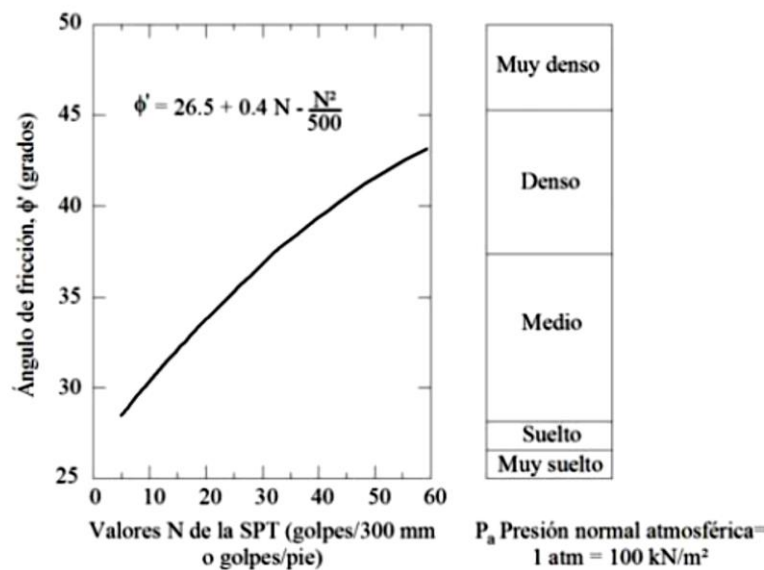


Fig. 2.2 Correlaciones del ángulo de fricción para suelos granulares con valores de SPT no corregidos (Peck, Hanson y Thornburn, 1974)

La grafica de la Fig. 2.2 relaciona el número de golpes obtenido en un sondeo SPT con el ángulo de fricción interna, en este caso en particular, su aplicabilidad no presenta ninguna limitante, sin embargo, una errónea determinación del número de golpes en campo, podría sobreestimar su resistencia y por la tanto concluir con un diseño inadecuado.

Actualmente existen innumerables correlaciones que permiten llevar acabo prediseños en un corto tiempo, teniendo al alcance expresiones que permiten determinar desde propiedades índice hasta parámetros de resistencia; sin embargo, éstas nunca podrán sustituir totalmente la ejecución de pruebas de laboratorio necesarias para conocer con mayor precisión el comportamiento mecánico del suelo.

2.2 Empuje de Tierras

Las bases de diseño de sistemas de retención se fundamentan en el conocimiento de los estados límite de falla de una masa de suelo, teniendo como fundamento teórico los aportes de Coulomb (1776) con base en su ley de resistencia al esfuerzo cortante y la Teoría de Rankine (1857) basada en sus estados plásticos de falla.

Pese a que estas teorías fueron propuestas hace más de 100 años, su aplicación sigue estando vigente hoy en día, pese a las incertidumbres que envuelven a las hipótesis con las cuales están definidas, diversas estructuras de soporte que fueron diseñadas por medio de dichas teorías, siguen trabajando óptimamente conforme pasan los años.

Estados plásticos de Equilibrio

El estado de esfuerzos en el que se encuentra una masa de suelo en condiciones naturales o de equilibrio queda definido por los esfuerzos principales σ_v y σ_h , los cuales se caracterizan por no inducir deformaciones que lo lleven a la falla.

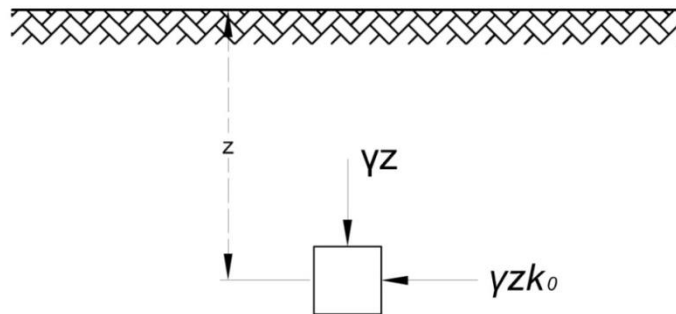


Fig. 2.3 Condición de reposo del Material

A dicho estado de esfuerzo Rankine lo definió como estado en reposo del material, definiendo un coeficiente de proporcionalidad entre ambos esfuerzos, conocido como coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 Fig. 2.3, cuya magnitud es función directa del ángulo de fricción interna (Jaky, 1944).

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (2.3)$$

Tabla No. 2 Valores típicos del coeficiente de K_0

Material	Relación de Poisson		K_0	
	μ			
Arcilla Arenosa	0.2	0.35	0.250	0.538
Arcilla saturada	0.45	0.5	0.818	1.000
Limo	0.3	0.35	0.429	0.538
Limo Saturado	0.45	0.5	0.818	1.000
Arena suelta	0.2	0.35	0.250	0.538
Arena densa	0.3	0.4	0.429	0.667
Arena fina	0.25		0.333	
Arena gruesa	0.15		0.176	

Partiendo de estas condiciones iniciales, Rankine analizó los estados de esfuerzo que se encuentran en estado inminente de falla definiéndolos como estados plásticos, distinguiendo así dos estados plásticos de falla:

1. **Estado Activo:** La masa de suelo se somete a una condición de alivio de esfuerzos, en el cual el esfuerzo normal aplicado (presión vertical) permanece constante y el esfuerzo de confinamiento se va reduciendo hasta alcanzar la falla, tal y como se representa en el semicírculo No. 2 de la Fig. 2.4.
2. **Estado Pasivo:** La masa de suelo se lleva a la falla por medio de un aumento de esfuerzos horizontales manteniendo el esfuerzo normal aplicado constante, tal y como se representa en los semicírculo No.3 de la Fig. 2.4.

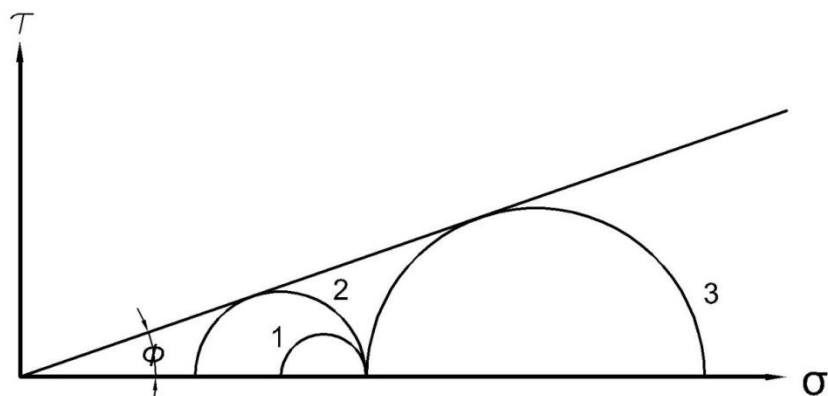


Fig. 2.4 Estados plásticos en el Diagrama de Mohr

Una analogía que muestra físicamente cómo se desarrollarían los estados límite de falla en la interacción del sistema: **estructura de soporte-masa de suelo** se muestran en la Fig. 2.5.

Para ello, toda estructura de soporte que no esté restringida por algún elemento estructural que limite su desplazamiento en su parte superior, puede ceder lo suficiente para que la masa de suelo desarrolle cualquiera de los estados descritos anteriormente.

La condición en reposo Fig. 2.5 (a) se caracteriza por que el muro no sufre desplazamiento alguno con respecto a la vertical, ya que con fines prácticos el muro no sufre empuje alguno por la masa de suelo.

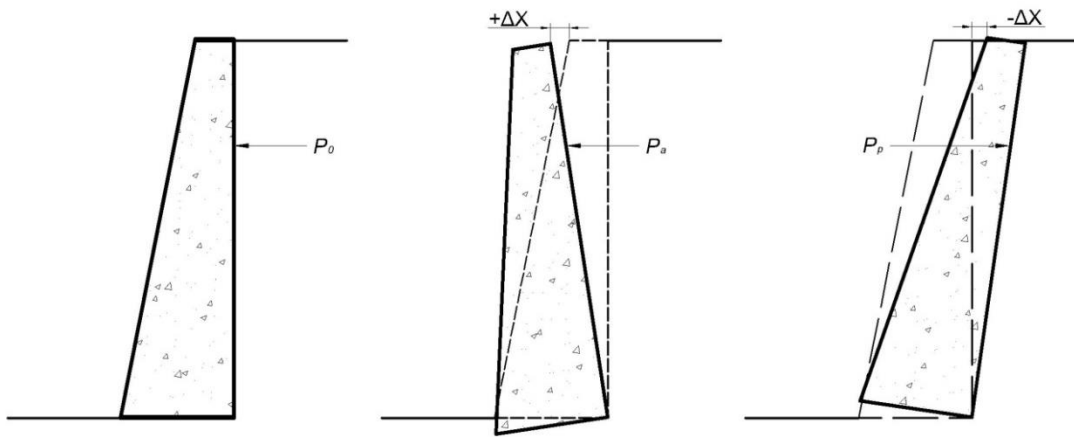


Fig. 2.5 Tipos de movimiento de una estructura de soporte

El estado activo se desarrolla cuando la estructura de soporte cede ante la acción del empuje de la masa de suelos, existiendo un desplazamiento ($+\Delta x$) con respecto a la vertical Fig. 2.5.

Por su parte el estado pasivo se desarrolla cuando la masa de suelos falla ante el empuje generado por la estructura de soporte que sufre un desplazamiento ($-\Delta x$) con respecto a la vertical, que es el caso que describe la Fig. 2.5.

Esta analogía permite concluir que un muro de contención debe diseñarse sólo para soportar la condición de empuje activo, que representa íntegramente la función a la cual trabaja éste, que es de retención, ya que si se diseñara para soportar ambas condiciones de empuje, su diseño sería antieconómico.

Teoría de Rankine para suelos friccionantes con relleno horizontal

Las hipótesis en las cuales se sustenta la Teoría de Rankine para el desarrollo de sus estados plásticos de falla son:

1. El muro debe de ser "liso"; es decir, debe ser nulo el coeficiente de fricción entre el muro de contención y el suelo de relleno.

2. El tipo de movimiento necesario para que se pueda desarrollar un estado “plástico” es un ligero giro del muro en torno a su base.
3. Los estados “plásticos”, tanto activo como pasivo, se desarrollan por completo en toda la masa del suelo.

Bajo estas condiciones Rankine pensó que, ante el empuje del relleno, el muro cede y se desplaza, lo que disminuye la presión del relleno a valores abajo del correspondiente al “reposo”; esto hace que la masa de suelo desarrolle su capacidad de auto sustentación, por medio de los esfuerzos cortantes que se generan. Si el muro cede lo suficiente, la presión horizontal puede llegar a ser la activa, valor mínimo que no se puede disminuir aun cuando el muro ceda más a partir del instante de su aparición.

Esta condición de empuje mínimo, queda definida por el **coeficiente activo de empuje de tierras**, el cual es igual a:

$$K_a = \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \frac{1}{N_\phi} = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.4)$$

De manera análoga se podría razonar para el caso en que el muro se desplace hacia su respaldo bajo una fuerza exterior suficiente como para que llegue a desarrollarse la presión pasiva.

La condición de empuje máximo a su vez se define por el **coeficiente pasivo de empujes de tierras**, el cual es el inverso del K_a :

$$K_p = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = N_\phi = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.5)$$

La magnitud del empuje que ejerce un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical en un suelo puramente friccionante es igual:

Empuje Activo:

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (2.6)$$

Empuje Pasivo:

$$E_P = \frac{N_\phi}{2} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \quad (2.7)$$

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β respecto a la horizontal, la magnitud del empuje activo y pasivo se definen por las siguientes expresiones:

Empuje Activo con relleno inclinado:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad (2.8)$$

Empuje Pasivo con relleno inclinado:

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad (2.9)$$

La distribución de presiones que desarrolla el material en función de su pendiente se observan en la Fig.2.6, las cuales pueden ser concentradas en sistemas equivalentes de fuerzas concentradas que actúan en el centroide del diagrama a $H/3$.

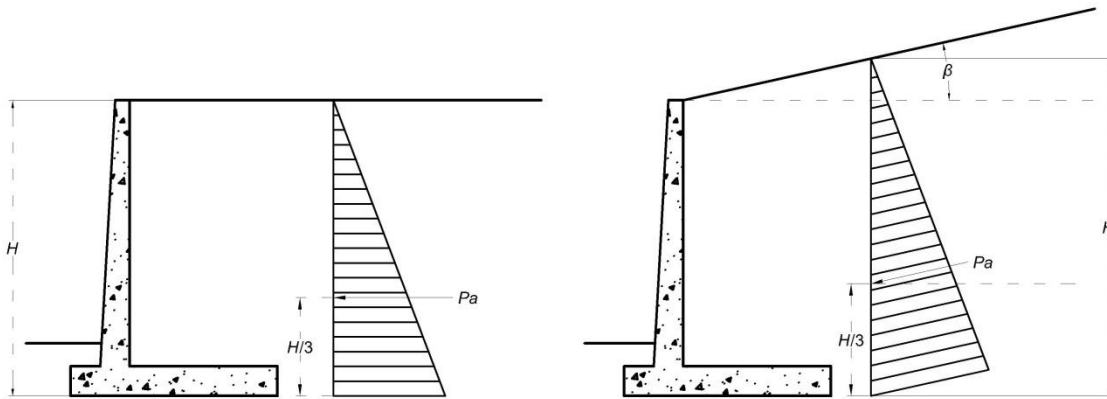


Fig. 2.6 Condiciones de pendiente del Relleno

Una extensión de la teoría de Rankine, permite determinar la magnitud del empuje generado en un material puramente cohesivo ecuaciones 2.10 y 2.11.

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (2.10)$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad (2.11)$$

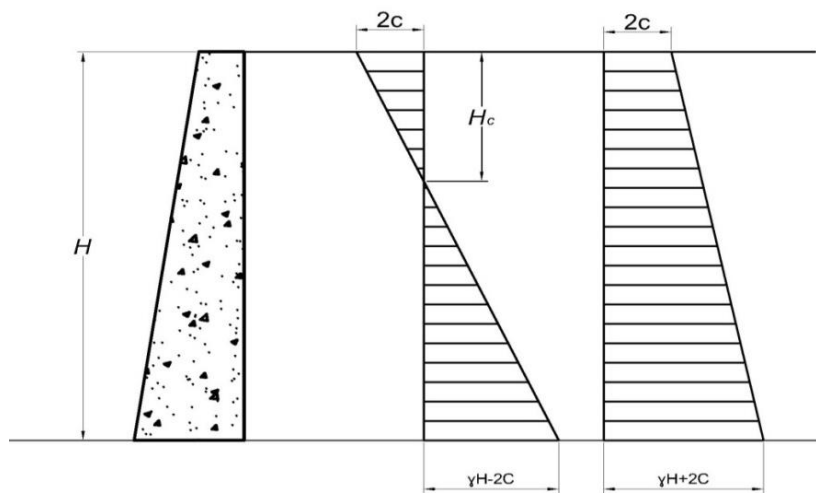


Fig. 2.7 Distribución de presión de un relleno puramente cohesivo

La Fig. 2.7 muestra la distribución de presiones a lo largo de un muro que contiene un relleno puramente cohesivo. En este caso, a determinada altura teóricamente, el muro no sufre empuje alguno, debido a que por la naturaleza del relleno se desarrolla un estado de esfuerzos de tensión, los cuales no actúan a favor de la inestabilidad.

Es importante recordar que la “cohesión” de las arcillas no existe como propiedad intrínseca, sino que es una propiedad variable, expuesta a cambiar con el tiempo, sea por que la arcilla se consolide o se expanda con absorción de agua, es por ello que depende del criterio del proyectista cómo manejar su interacción en el empuje de tierras (Juárez Badillo, 2013).

Influencia de Sobrecargas en la magnitud del empuje de tierras

Diversas son las condiciones de carga que pueden aplicarse sobre la superficie del relleno, un caso práctico de interés es el que resulta de considerar la superficie de relleno horizontal, sometida a una sobrecarga uniformemente distribuida de valor q .

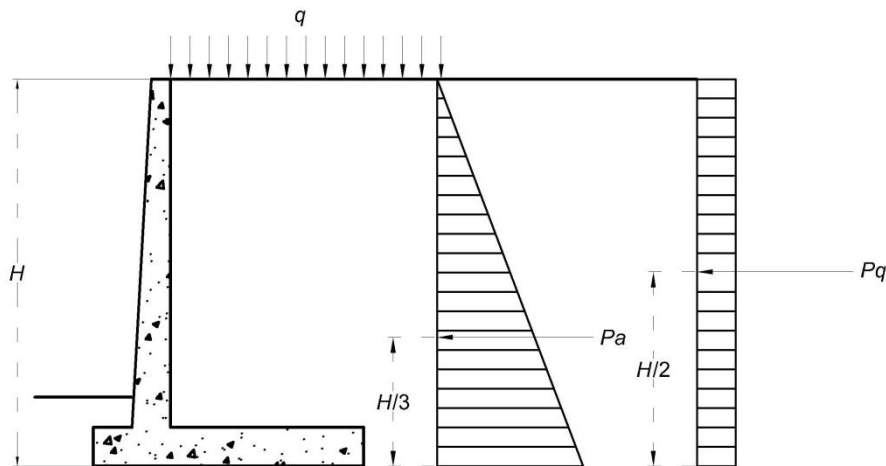


Fig. 2.8 Distribución de esfuerzos generados por una sobrecarga q

Partiendo de la condición de estado activo, al aplicar la sobrecarga q , el esfuerzo vertical queda definido por:

$$\sigma_1^* = \sigma_1 + q \quad (2.14)$$

Y el esfuerzo horizontal en:

$$\sigma_3^* = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 \quad (2.15)$$

Por tanto, la relación de esfuerzos verticales y horizontales podrá definirse como:

$$\frac{1}{N_\phi} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_3}{\sigma_1 + q} \quad (2.16)$$

De donde:

$$\sigma_3 + \Delta\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N_\phi} + \frac{q}{N_\phi} \quad (2.17)$$

$$\Delta P_h = \Delta\sigma_3 = \frac{q}{N_\phi} = K_a q \quad (2.18)$$

Por tanto, el empuje generado por la sobrecarga es igual Fig. 2.8:

$$E_q = k_A \times q \times H \quad (2.19)$$

Teoría de Coulomb

Coulomb en el año de 1776 propuso una de las primeras bases teóricas para calcular los empujes generados por rellenos friccionantes sobre muros de retención.

Su teoría supone que al ceder el muro ante la acción del empuje de la masa de suelo retenida, se produce el deslizamiento de una cuña del terreno delimitada por el cuerpo del muro y una superficie de falla definida como plana Fig. 2.9.

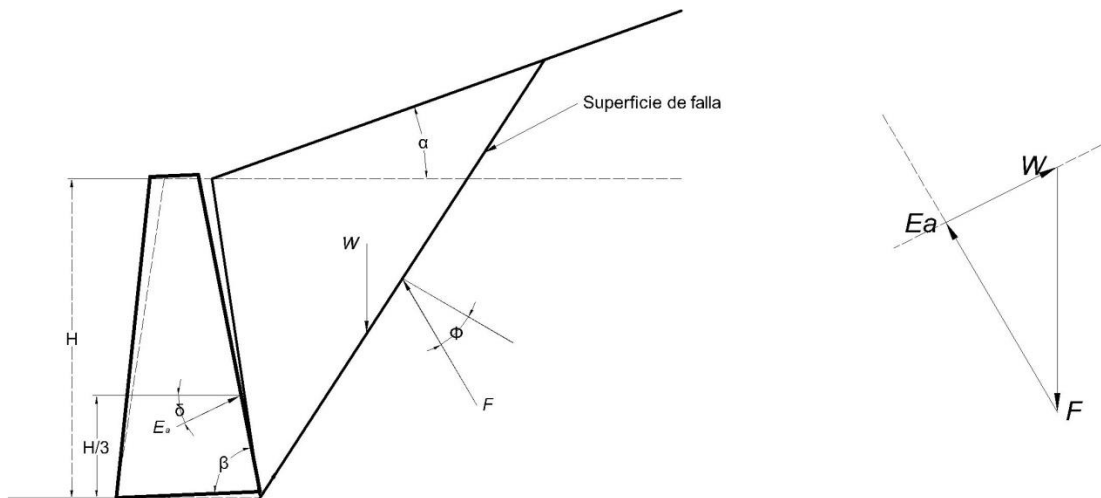


Fig. 2.9 Interacción del Sistema de fuerzas en el instante del deslizamiento

En el instante del deslizamiento el sistema de fuerzas que se genera en la cuña, está conformado por:

1. **W** Fuerza por unidad de peso que favorece el deslizamiento, en función del ángulo (θ) entre la horizontal y la superficie de falla propuesta con magnitud y dirección conocidas.

2. **F** Resistencia al esfuerzo cortante del material que no desliza, con dirección definida por el ángulo de fricción interna del material (Φ).
3. **E_a** Resistencia del muro de contención en dirección del coeficiente de fricción (δ) que se desarrolla entre el material del muro y el material retenido.

Del análisis del sistema de fuerzas, el problema se limita a determinar el plano crítico de deslizamiento que genera el empuje máximo en el muro, el cual queda definido por:

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.20)$$

La ecuación (2.20) se puede reducir a:

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2} k_a \quad (2.21)$$

Donde k_a se denomina coeficiente de empuje activo de tierras, y el cual considera la fricción que se desarrolla en el instante del deslizamiento:

$$k_A = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.22)$$

Para el cálculo de la condición pasiva se define el coeficiente de empuje pasivo de tierras el cual es igual a:

$$k_P = \frac{\text{cos}^2(\beta + \phi)}{\text{cos}^2 \beta \text{cos}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \alpha)}{\text{cos}(\beta - \delta) \text{cos}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.23)$$

Es importante señalar que, para el cálculo de la condición pasiva por medio de la teoría de Coulomb, ésta queda limitada a coeficientes de fricción $\delta < \Phi/3$ debido a que la superficie de falla dista de ser completamente plana.

Por otra parte se debe tener en cuenta que la teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre la estructura de soporte, pues la cuña de suelo que empuja al muro se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, de cuya distribución no se especifica nada.

2.3 Capacidad de Carga

Uno de los problemas fundamentales de la Mecánica de Suelos se concreta en definir los mecanismos de resistencia que se desarrollan en el suelo ante cargas verticales.

Uno de los principales aportes que marcaron el rumbo para definir la capacidad de carga de un suelo fue realizado por Prandtl en 1920 que estudio el problema de la indentación de un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y rígido-plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita.

Con base en los principios de esta teoría Terzaghi (1943) definió un mecanismo de falla compuesto por tres zonas que se pueden observar en la Fig. 2.10, la zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La zona II es de deformación tangencial radial y la zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

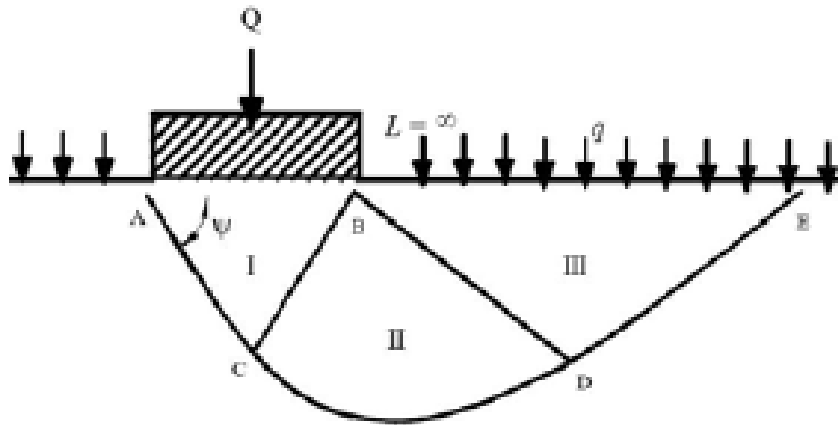


Fig. 2.10 Superficie de Falla

Esta configuración de falla, con planos de corte bien definidos dentro del suelo se define como falla general, que está acompañada por una rotación repentina, con el consecuente desplomo de la cimentación y abultamiento de terreno a ambos lados de la cimentación, presentándose en suelos relativamente incompresibles y en arcillas saturadas normalmente consolidadas y en condiciones de carga no drenada.

Del análisis de la superficie de falla antes descrita, la capacidad de carga última de un suelo de comportamiento cohesivo-friccionante queda definida por la siguiente ecuación:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.24)$$

Donde

- c cohesión
- γ Peso volumétrico del suelo.
- D_f Profundidad de desplante.
- B Ancho del cimiento
- N_c, N_q, N_γ factores de capacidad de carga adimensionales que son función del ángulo ϕ de fricción interna del suelo.

Dadas las limitaciones de la ecuación de capacidad de carga última propuesta por Karl Terzaghi, Meyerhof (1963) estableció una ecuación de capacidad de carga que tomaba en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento Fig. 2.12, además de considerar diversos factores que afectan el comportamiento de una cimentación tales como forma del cimiento, la inclinación de la carga, etc.

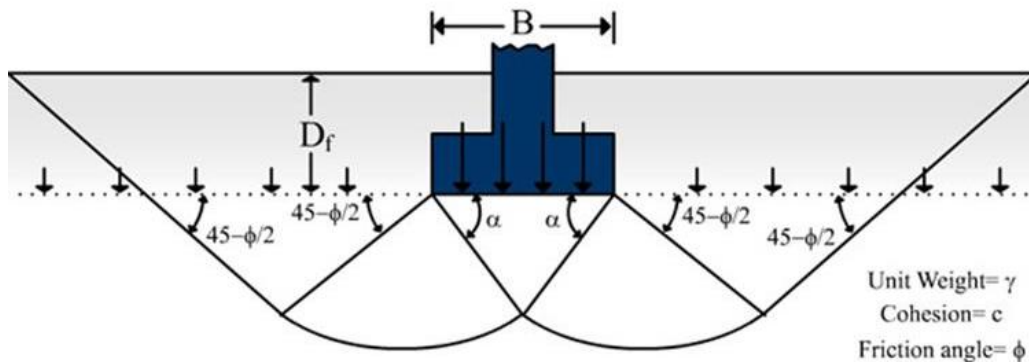


Fig. 2.11 Superficie de falla general propuesta por Meyerhof

$$q_u = cN_cF_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (2.25)$$

Donde

- c cohesión
- q esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación.
- γ peso volumétrico del suelo.
- B ancho o diámetro de la cimentación.
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ factores de forma.
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ factores por inclinación de la carga.
- N_c, N_q, N_γ factores de capacidad de carga.

Los factores de capacidad de carga así como los factores de forma, profundidad e inclinación de uso común se muestran a continuación.

Factores de capacidad de carga Prandtl, Reissner (1924), Caquot y Kiresel (1953) y Vesic (1973)

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (2.26)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.27)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (2.28)$$

Factores de forma De Beer (1970)

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad (2.29)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi \quad (2.30)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2.31)$$

Factores de Profundidad Hansen (1970)

Para $\left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (2.32)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} \quad (2.33)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (2.34)$$

Para $\left(\frac{D_f}{B} \right) > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (2.35)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (2.36)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (2.37)$$

Nota: el término $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ de las ecuaciones 2.31 y 2.32 está en radianes.

Factores de Inclinación Meyerhof (1963) y Hanna y Meyerhof (1981)

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right) \quad (2.38)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad (2.39)$$

β ángulo con la vertical de carga inclinada.

Capacidad de Carga de una cimentación sujeta a Momento

El análisis de capacidad de carga se limita a condiciones de esfuerzo normales a la superficie de apoyo de la cimentación, sin embargo, ante las distintas combinaciones de carga que actúan en una estructura, los esfuerzos no sólo se deben a carga vertical; cuando hay excentricidad de en la resultante de cargas los esfuerzos nos son uniformes.

Ante esta limitación que poseen las teorías, Meyerhof propuso que se aplicara un estado equivalente de esfuerzos que sustituyera a los momentos generados por dichas combinaciones de carga por un sistema de esfuerzos verticales, para lo cual propuso un área equivalente a la cual denominó “área reducida” o “área efectiva”.

Las dimensiones del área efectiva actuando un momento en cualquiera de sus ejes es X-Y:

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{Longitud Efectiva} = L - 2e$$

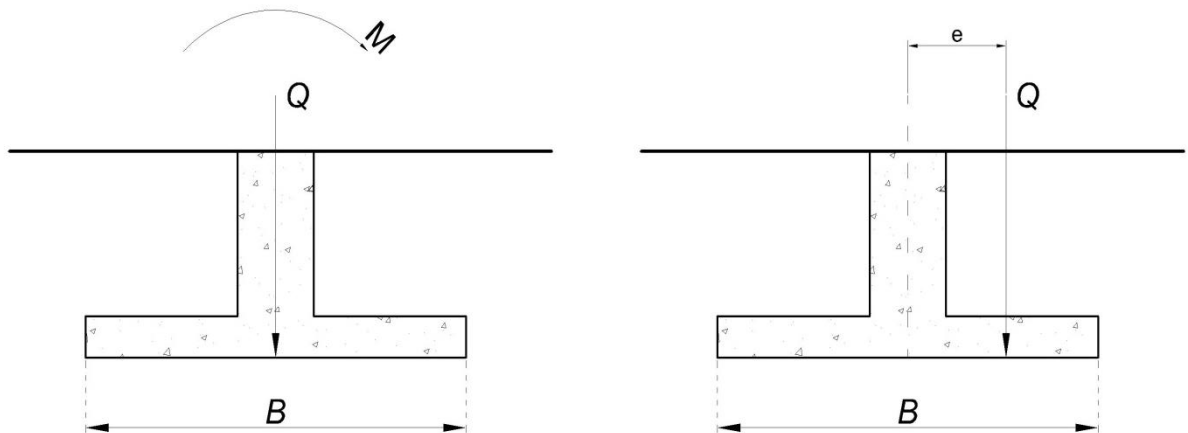


Fig. 2.12 Sistema de fuerzas equivalente de una cimentación sujeta a momento

CAPÍTULO 3 ESTRUCTURAS DE SOPORTE

3. Estructuras de soporte

Las estructuras de soporte son la solución común al problema de estabilidad de cortes realizados en laderas, excavaciones o taludes de terraplenes que tienden a ser potencialmente inestables en condiciones críticas.

Factores tales como el aumento temporal de cargas y la reducción de resistencia del suelo inducida por la acción de agentes naturales son algunas de las causas que contribuyen, de una u otra manera, a que se genere una redistribución desfavorable de esfuerzos que originan el colapso del material.

Es por ello que, la elección del sistema de soporte que se adapte a las necesidades de proyecto requiere, de un proceso de evaluación de diversos factores entre los que destacan:

- **Físicos:** altura de la estructura, espacio disponible para su desplante, dificultad de accesos, sobrecargas, etc.
- **Geotécnicos:** tipo de suelo a contener, presencia de nivel freático, capacidad de carga del suelo de desplante, etc.
- **Económicos:** disponibilidad de materiales, mano de obra calificada para la construcción de la estructura, tiempo de ejecución, maquinaria disponible, costo final de la estructura, patentes, etc.

Un correcto análisis de estos factores limitará el campo de posibilidades que más se acerquen a la solución idónea.

Tipos de Estructuras de Soporte

Las estructuras de soporte pueden ser clasificadas por dos criterios que permiten limitar la forma de trabajo para el cual son proyectadas, los cuales son: **Funcionalidad y Deformabilidad.**

El criterio de funcionalidad considera el tiempo de vida útil para el cual debe de ser proyectada una estructura de soporte, distinguiendo así el diseño de **estructuras permanentes** y el de **estructuras provisionales.**

Las estructuras permanentes son aquellas que contienen de manera definitiva a la masa de suelo, tal es el caso de los muros de contención, muros Milán y muros mecánicamente estabilizados.

En el caso de las estructuras provisionales, éstas serán utilizadas de manera temporal principalmente en la contención de taludes pertenecientes a excavaciones, tal es el caso de tablestacas y troqueles.

El criterio de deformabilidad restringe el rango de deformaciones permitidas en los materiales pertenecientes a la estructura de soporte, distinguiéndose así las **estructuras rígidas y flexibles**.

En cuanto a las estructuras de soporte del tipo rígido, el rango de deformaciones que permite el material que constituye dicha estructura es nulo, siendo construidas principalmente de concreto hidráulico, concreto ciclópeo, o mampostería de buena calidad.

Las estructuras de tipo flexible, son aquellas que permiten un rango mayor de deformación dentro de los límites aceptables, sin pérdida de estabilidad y eficiencia, las cuales son fabricadas principalmente de acero y madera.

A continuación se presentará un breve panorama sobre los tipos de estructuras de soporte existentes hoy en día, sin adentrarse en el desarrollo de metodologías de diseño.

3.1 Muros de Retención

Un muro de retención es un elemento de soporte diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus lados, capaz de contener las presiones laterales inducidas por el material retenido.

Los casos más comunes en los que se requiere su empleo son:

1. **Confinamiento de terraplenes**, sea por que no se dispone de espacio para su derrame, como ocurre con frecuencia en zonas urbanas, o porque tales derrames resultarían demasiado largos, angostos e inseguros y difíciles de construir, como suele suceder en secciones en balcón sobre laderas de pendiente fuerte.
2. **Confinamiento de accesos a puentes, pasos a desnivel, alcantarillas y otras estructuras**, donde se trata de evitar taludes con derrame importante, sea por no haber espacio para ellos, para no invadir cauces y zonas inconvenientes o por ahorro en el movimiento de tierras.
3. **Retención de masas de tierra inestables**, como lo son cortes en laderas pertenecientes a macizos rocos propensos al deslizamiento.

Ante estas problemáticas, la selección del tipo de muro a proyectar debe elegirse tomando en consideración los esfuerzos a los que estará sometido, en función de las condiciones de carga actuantes en la estructura.

Tipos de Muros de Contención

Los muros de retención convencionales se clasifican generalmente en cuatro tipos:

- a) Muros de Retención de Gravedad
- b) Muros de Retención de Semigravedad
- c) Muros de Retención en Voladizo
- d) Muros de Retención con contrafuertes

Los muros de contención de gravedad Fig. 3.1 (a) se construyen con concreto simple o con mampostería. Su estabilidad depende casi en su totalidad de su peso propio y de un aporte mínimo de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería.

Los muros denominados como de semigravedad Fig. 3.1(b), son aquellos en los que se complementa su resistencia con refuerzo de acero en proporciones pequeñas. El refuerzo aporta al muro resistencia a flexión, ante los momentos generados por el empuje del relleno que actúa sobre el muro.

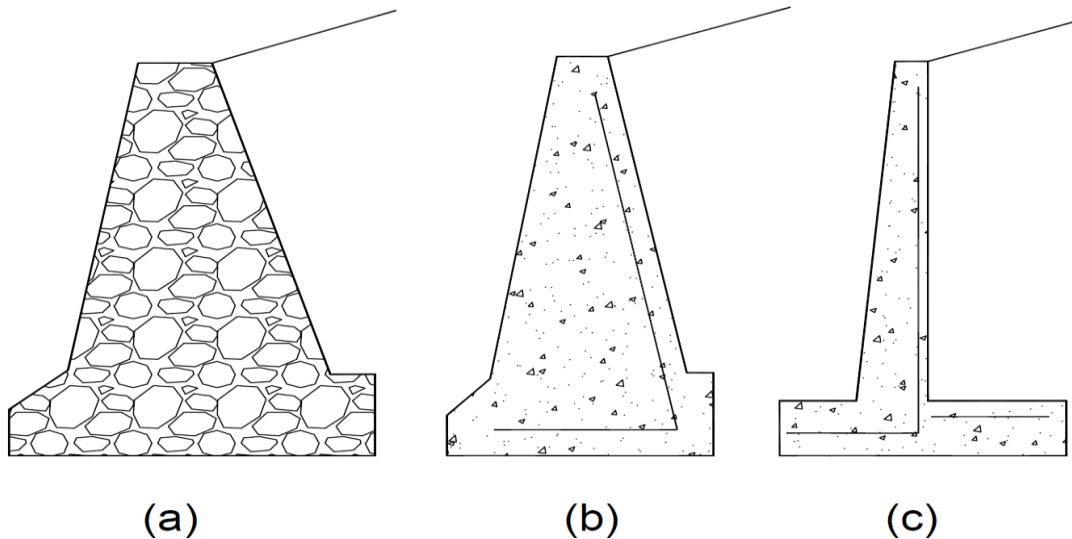


Fig. 3.1 Secciones tipo de Muros de Contención

Los muros de contención en voladizo Fig. 3.1 (c), se construyen de concreto reforzado y constan de un cuerpo delgado y una losa de base. Estos muros se consideran económicos hasta una altura aproximada de 8 m.

La estabilidad de este tipo de muro es función del arreglo geométrico que defina el proyectista, en el arreglo común ya esquematizado, la resistencia es función del peso volumétrico del concreto adicionando un aporte del relleno que actúa a favor de su estabilidad.

Los muros de contención con contrafuertes Fig. 3.2 son similares a los muros en voladizo con la diferencia que, a intervalos regulares, tienen losas verticales delgadas de concreto, conocidas como contrafuertes, que enlazan el muro con la zapata de cimentación y son los encargados de resistir los empujes generados en la sección del muro, limitando la función de las losas que integran el cuerpo del muro.

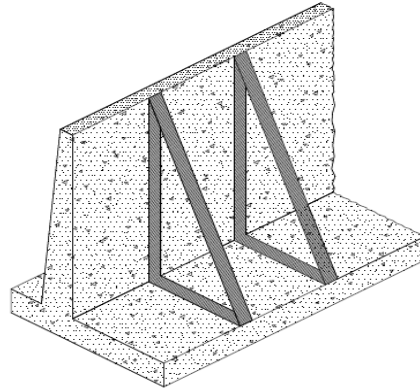


Fig. 3.2 Muro de Contención con contrafuertes

3.2 Tablestacas

Las tablestacas son elementos de retención que se limitan a condiciones de suelo blando o suelto, las cuales se utilizan en la construcción de muelles, excavaciones y obras de defensa.

En la construcción es común utilizar diferentes tipos de tablestacas los cuales se clasifican dependiendo del tipo de material del que están fabricadas:

a) Tablestacas de Madera

Las tablestacas de madera tiene la ventaja de formar una barrera impermeable, ya que la madera se hincha al contacto con el agua del suelo, impidiendo filtraciones dentro de la excavación; este tipo de tablestaca es muy flexible, por lo que generalmente se requieren más niveles de apuntalamiento que con otras opciones. Esta solución se limita a condiciones de suelos blandos, sin dificultades de hincado.

b) Tablestacas de concreto

Las tablestacas de concreto reforzado son similares a las de madera, de sección cuadrada o rectangular, que se hincan una seguida de la otra, para formar un muro continuo, que puede constituir parte de la estructura definitiva. Para mantener las tablestacas alineadas, se requiere un conector de cortante en la unión.

c) Tablestacas de acero

Las tablestacas de acero son las más usadas mundialmente debido a su inherente resistencia, peso ligero y durabilidad. Consisten fundamentalmente de paneles interconectados por perfiles estructurales laminados en caliente o rolados en frío.



Fig.3.4 Sección U Tablestaca de acero

Forma de trabajo

Los mecanismos de resistencia de una tablestaca son función directa de la resistencia pasiva que se desarrolla debajo de la línea de dragado de la excavación, la cual conforme incrementa su profundidad tenderá a desarrollar un nivel de deformaciones mayor. Es por ello que al definir un rango de deformaciones admisibles, se determina la forma de trabajo de una tablestaca, clasificándose en:

- a) **Voladizo:** Recomendadas para una altura de 6 m o menos.
- b) **Ancladas:** Recomendadas para alturas mayores de 6 m.

Las tablestacas en voladizo actúan como una viga ancha arriba de la línea de dragado sujeta a una distribución de presión activa, que se desarrolla por el giro de la tablestaca.

Debajo de la línea de dragado, el efecto del giro de la tablestaca define la condición de empuje, compuesta por componentes activa y pasiva variando según la profundidad.

La Fig. 3.5 muestra la variación de la distribución de presiones de dos tablestacas empotradas en un estrato arenoso, en presencia de nivel freático y en ausencia del mismo.

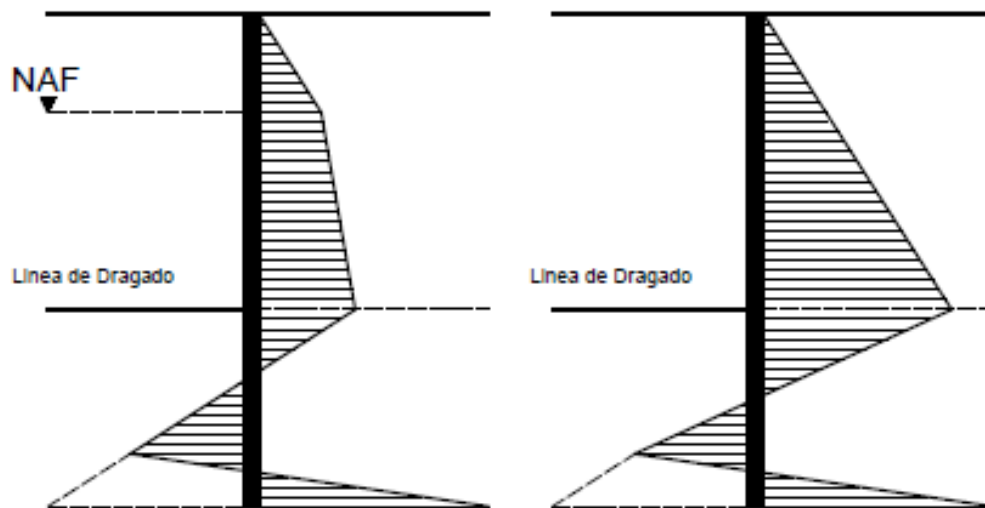


Fig. 3.5. Distribución de presiones de una tablestaca empotrada en material arenoso

En el caso de la Fig. 3.6 nos muestra la variación de la distribuciones de presiones en una tablestaca empotradas en un estrato arcilloso.



Fig. 3.6 Distribución de presiones de una tablestaca empotrada en material arcilloso

Por su parte las tablestacas ancladas, tienen su origen en la necesidad de contener excavaciones de gran profundidad, y ante el grado de deformaciones a las que tienden estar sometidas, se complementa su estabilidad global con el aporte en resistencia por medio de anclas, las cuales reducen la profundidad de penetración requerida por las tablestacas y su área de la sección transversal,

Los tipos comunes de anclas que se usan generalmente son:

1. Placas y muertos de anclaje.

2. Anclajes Directos.
3. Pilotes verticales de anclaje.
4. Vigas de anclaje soportadas por pilotes inclinados.

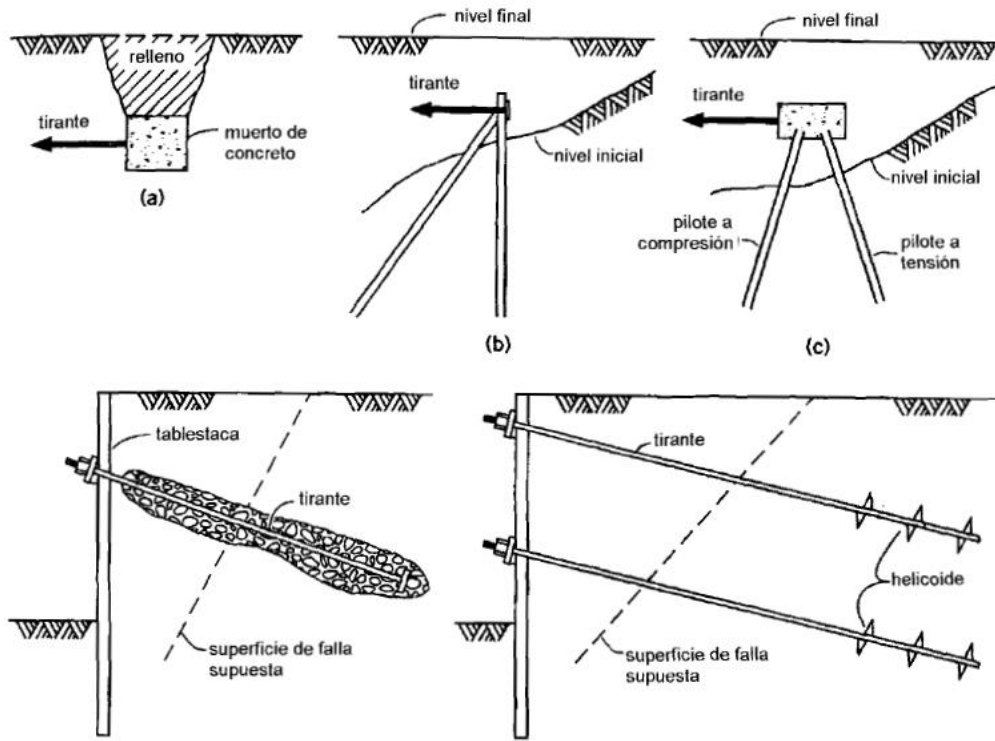


Fig.3.7 Sistemas de anclaje para soporte de tablestacas

3.3 Troqueles

La estructura más simple de ademe es el de troqueles o puntales, que son elementos horizontales cuyos extremos se apoyan en los cortes de excavaciones poco profundas de suelos cohesivos.

Cerca de la superficie de la excavación el sistema de troqueles impide que se produzcan esfuerzos de tensión en el suelo, lo que ocurre por arriba de la altura crítica evitando así la aparición de grietas de tensión que provocaría el derrumbe de la excavación.

Los dos tipos de sistemas que complementan su funcionalidad por medio de troqueles son:

1. Sistema Viga Montante-Puntal
2. Sistema Tablestaca-Puntal

En el caso del sistema viga montante-puntal, la viga montante usualmente de acero o madera, se hinca en el suelo antes de la excavación. El revestimiento,

que consiste en tablonces de madera horizontales, se coloca entre las vigas conforme avanza la excavación. Cuando la excavación alcanza la profundidad deseada, se instalan los largueros y puntales (vigas de acero horizontales).

En lo que respecta al sistema tablestaca-puntal, se hincan tablestacas machihembradas en el suelo antes de la excavación. Los largueros y puntales se insertan inmediatamente después de que la excavación alcanza la profundidad deseada.

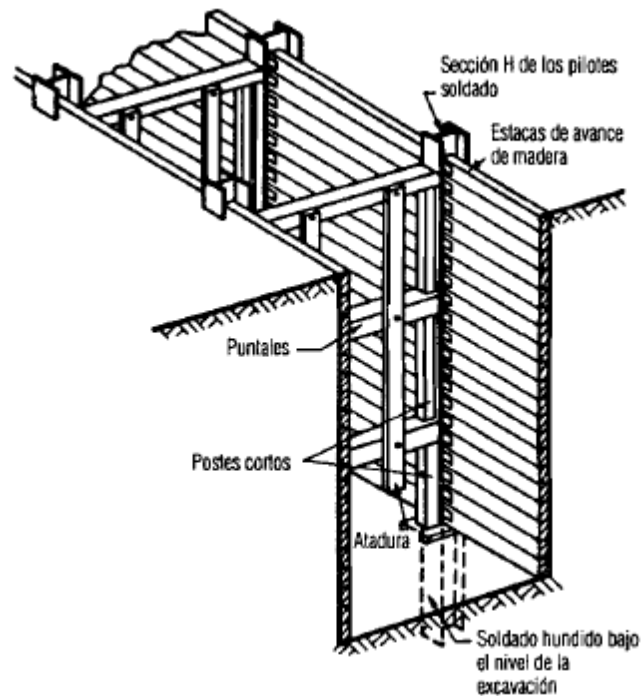


Fig. 3.8 Elementos de un corte apuntalado

Para diseñar excavaciones apuntaladas se utilizan envolventes empíricas de presiones desarrolladas por observaciones de campo para el diseño de los cortes apuntalados.

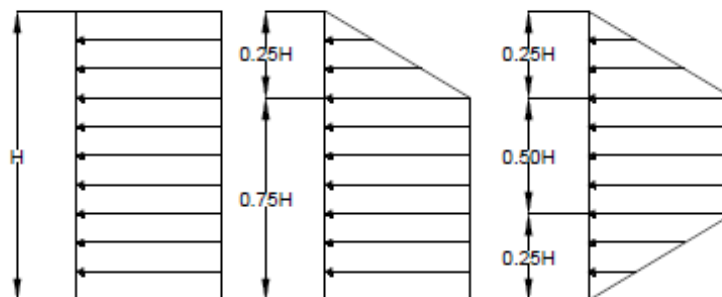


Fig. 3.9 Envolventes de presión Peck (1969)

Al utilizar las envolventes de la Fig.3.9, hay que tener en cuenta los puntos siguientes:

1. Se aplican a excavaciones con profundidades mayores de 6 m.
2. Se basan en la suposición de que el nivel freático está por debajo del fondo del corte.
3. Se supone que la arena está drenada con presión de poro nula.
4. Se supone que la arcilla no está drenada y no se considera la presión de poro del agua.

3.4 Muros Milán

Los Muros Milán conocidos también como muros diafragma o muros pantalla son una tecnología innovadora en el campo de las estructuras de retención, los cuales se implementaron inicialmente como elementos de retención temporal de zanjas longitudinales, para posteriormente ser utilizados de manera definitiva contribuyendo en la estabilidad general de las estructuras.

Los campos de aplicabilidad de los Muros Diafragma son diversos, uno de los campos de mayor aplicabilidad es en la formación de pantallas impermeables que no solo se utilizan en excavaciones de cimentaciones, sino también, en otros elementos como lo son presas. A continuación en la fig. 3.10 se muestran los diversos campos que existen para su uso.

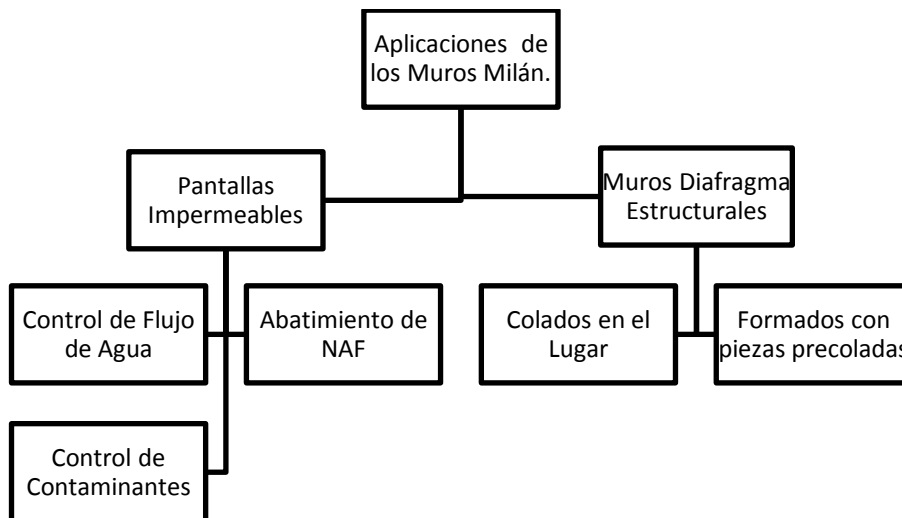


Fig. 3.10 Campos de aplicación de Muros Milan

En nuestro país los muros Milán fueron utilizados por primera vez en el Metro de la Ciudad de México, correspondiente a la Línea 2. Se le consideró durante la excavación como el elemento temporal que soporta los empujes horizontales y que posteriormente sólo contribuiría como parte de cajones de cimentación, ya

que la impermeabilidad y acabado final se le confiaba al muro de acompañamiento.

En cuanto al procedimiento constructivo, se han distinguidos tres soluciones que se diferencian principalmente por la manera de garantizar la estabilidad de la zanja excavada:

- **Muro Milán convencional colado en el lugar:** la excavación y vaciado de concreto se realiza con avance modular, el cual se ejecuta en tableros longitudinales de 6 m alternadamente para así garantizar la verticalidad de la misma.
- **Muros con piezas prefabricadas con avance modular:** La excavación se estabiliza inicialmente con lodo arcilloso o bentonítico para después sustituirse por lodo fraguante previo a la colocación de los prefabricados de concreto, que tienen una secuencia de piezas verticales de concreto ensambladas mediante ganchos de acero y placas guía. Una vez colocadas todas las piezas, el lodo fraguante se endurece hasta una resistencia similar a la del subsuelo para soportar y confinar al muro en su posición.
- **Muros con piezas prefabricadas con avance continuo:** se realiza una excavación longitudinal continua avanzando alternadamente con la almeja en dos posiciones adelante y una atrás. El lodo fraguante simplemente se agrega en el extremo delantero del tramo que se está realizando, abriendo una zanja inicial somera que sirva como canal distribuidor y regulador del consumo de lodo; este detalle constructivo asegura que el lodo se consuma gradualmente y con ello se controla su calidad.

3.5 Muros Mecánicamente Estabilizados

Los Muros Mecánicamente Estabilizados conocidos a nivel mundial como Mechanically Stabilized Earth Walls (MSE), son una innovación en las estructuras de soporte, los cuales, por medio de una estabilización mecánica que incluye la incorporación de elementos de refuerzo y un proceso adecuado de compactación, mejoran las propiedades de resistencia de un material principalmente de comportamiento friccionante, para lograr en la mayoría de los casos cortes verticales y taludes de gran pendiente

Por el origen de sus componentes los MSE se clasifican como estructuras flexibles y por su forma de trabajo se clasifican como estructuras de tipo gravedad.

Los elementos principales de un Muro Mecánicamente Estabilizado son:

- 1. El material del relleno**
- 2. Los elementos de refuerzo**
- 3. El tipo de acabado del muro**

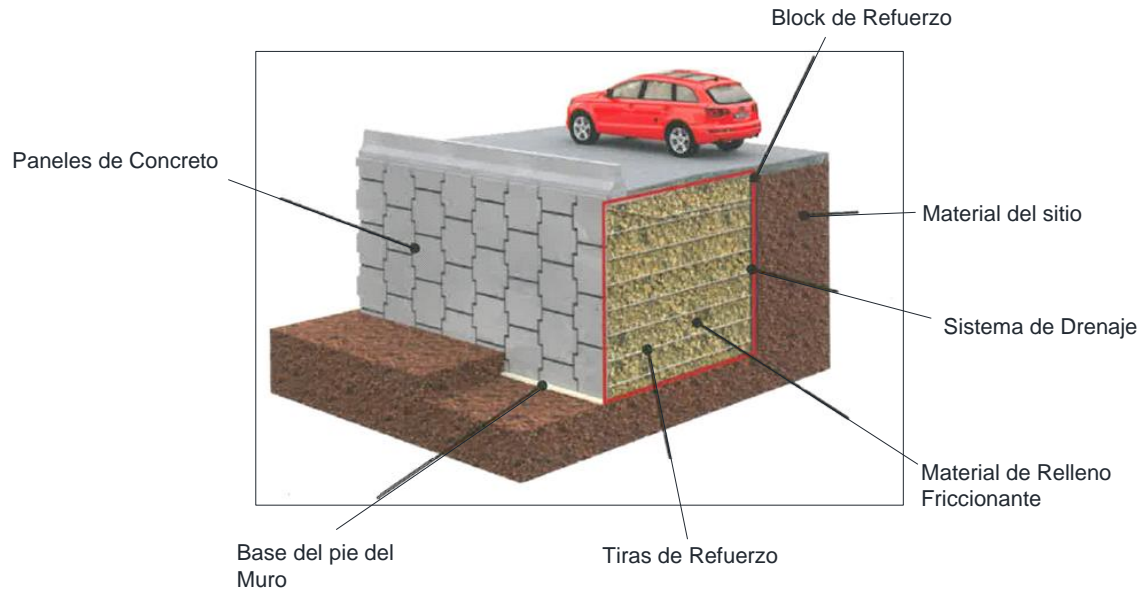


Fig. 3.11 Elementos principales de un Muro de Tierra Armada

Tipos de Acabados

Existe una gran variedad de tipos de acabados los cuales de acuerdo al funcionamiento del sistema no tienen ninguna función estructural y sólo cumplen con el concepto estético, algunos tipos de acabados son:

- **Paneles prefabricados de Concreto:** Los paneles prefabricados tienen un espesor mínimo de 5 - ½ pulgadas (140 mm) y son de forma cuadrada, rectangular, cruciforme, diamante, o hexagonal. Las dimensiones nominales típicas son de 5 pies (1.5 m) de alto y 5 ó 10 pies (1,5 ó 3 m) de ancho.
- **Gaviones:** Se pueden utilizar como muros MSE o refuerzo de taludes RSS (Reinforced Stability Slope) con elementos de refuerzo como lo son malla de alambre soldado, geomallas, geotextiles o la malla tejida de doble trenzado. Por ejemplo, este sistema se utiliza por Maccaferri para su sistema Terramesh.
- **Paramento de geosintéticos:** Se colocan alrededor de un talud reforzado mecánicamente RSS permitiendo el crecimiento de vegetación a través de estructura proporcionando protección ante el intemperismo y agentes naturales. Son susceptibles a los rayos ultravioleta, vandalismo y daños por incendio.



Fig. 3.12 Muro de Gaviones

Tipos de Refuerzo

La norma “Standard Specification for Highway Bridges” clasifica a los Muros Mecánicamente estabilizados en:

- **Muros mecánicamente estabilizados con refuerzo Inextensible**, su refuerzo presenta una deformación a la falla menor a la deformación de la masa de suelo que retienen, principalmente elementos de acero galvanizado.
- **Muros mecánicamente estabilizados con refuerzo extensible**, su refuerzo presenta una deformación a la falla mayor a la deformación de la masa de suelo que retiene, son fabricados principalmente de geosintéticos.

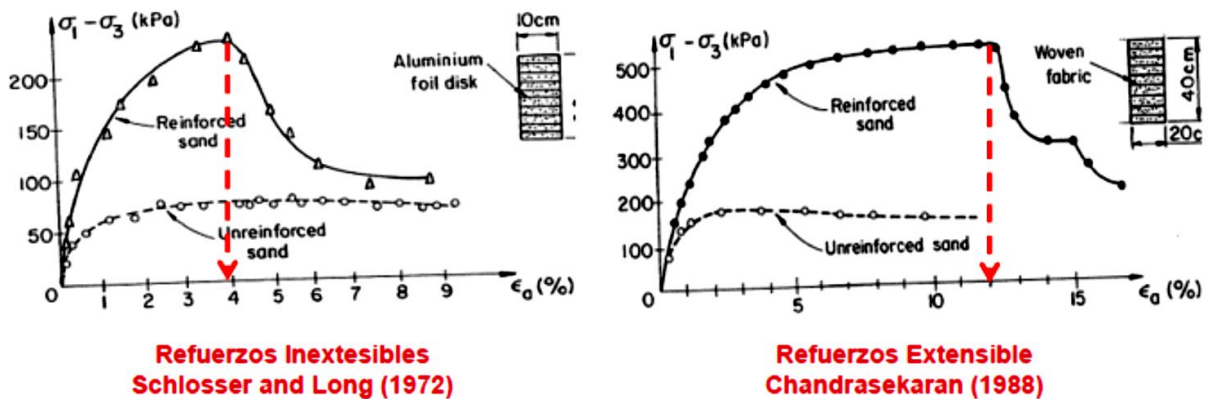


Fig. 3.13 Curvas esfuerzo deformación de Refuerzos de Extensible e Inextensibles

Las geometrías típicas de los refuerzos inextensibles son:

- **Tiras metálicas.** Las láminas comercialmente disponibles son corrugadas por ambos lados, tienen un ancho de aproximadamente 50 mm (2 pulgadas) y espesor de 4 mm (5/32 de pulgada).
- **Mallas metálicas soldadas.** Las mallas de acero utilizadas tienen espaciamientos longitudinales entre 6 y 8 pulgadas, y transversalmente de 9 a 24 pulgadas.



Fig. 3.14 Tipos de Refuerzo: Tiras de Refuerzo(a) y Barras de Refuerzo (b).

Los refuerzos de geosintéticos, se elaboran con polímeros, entre los cuales los más empleados son: polietileno (PE), polipropileno (PP), poliéster (PET) y poliamida (PA). Con base en la geometría y el material de fabricación se pueden clasificar en:

- **Geomallas de polietileno de alta densidad.** Comúnmente consisten en mallas uniaxiales, las cuales son ofrecidas comercialmente en hasta seis diferentes resistencias.

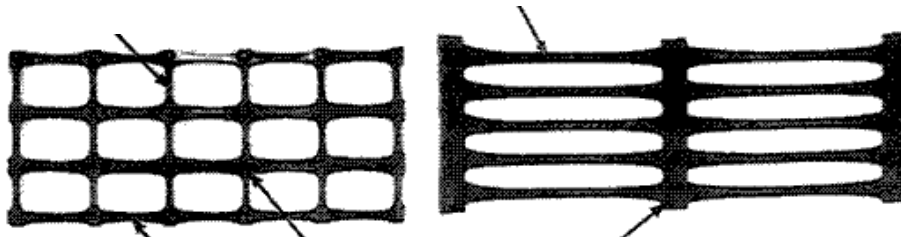


Fig. 3.19 Geomalla Uniaxial y Geomalla Biaxial

- **Geomallas de poliéster cubierto con PVC.** Se caracterizan por tener una alta tenacidad de las fibras de poliéster en su sentido longitudinal.

- **Geotextiles de polipropileno o de poliéster.** Son geotextiles tejidos de alta resistencia, los cuales se utilizan principalmente para estabilización de taludes.



Fig.3.20 Geotextiles de Polipropileno

Es importante señalar que, por corresponder originalmente a una tecnología patentada, donde este tipo de obras sólo las podía diseñar y proveer alguna de las empresas dueñas de las patentes, toda la investigación, medición, control y perfeccionamiento de esta tecnología se centró en dicho grupo. Sin embargo, dada la necesidad de que existiera algún documento oficial público, el Ministerio de Transporte de Francia, en el año 1979, publicó el primer documento relacionado con esta tecnología.

Posteriormente ya vencidas algunas patentes, se promulgó en Francia la norma NF P 94-220 con el título **“Refuerzo de suelos: Obras de suelo reforzado con armaduras o membranas inextensibles y flexibles, en el año 1992.”** La violenta expansión del sistema MSE obligó a diferentes países a dictar normas y recomendaciones de diseño, algunas de las cuales se enlistan a continuación:

- **Estados Unidos:** - Norma AASHTO: «Standard Specifications for Highway Bridges». (Especificaciones Standard para puentes carreteros).
- **Francia: Documento FHWA NHI 00043 de la Federal Highway Administration:** Muros de Tierra Mecánicamente Estabilizada y Taludes de Tierra Reforzada. Guía de Diseño y Construcción.
- **Gran Bretaña:** Norma BS 800 6. Suelos Reforzados y otros Terraplenes.

- **España:** Ministerio de Obras Públicas. Manual para el Proyecto y Ejecución de Estructuras de Suelo Reforzado.
- **Chile:** Ministerio de Obras Públicas y Transporte: Manual de Carreteras» Volumen 3. Corporación de Desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción: Recomendaciones para el Diseño, Ejecución y Control de Suelo Mecánicamente Estabilizado con refuerzo Inextensible.

En México no existe un marco normativo que regule el diseño de este tipo de estructuras, el intento más cercano, lo incluye la normatividad de la SCT con la norma N-CTR-CAR-1-01-010/11 con el título de Terraplenes Reforzados el cual se orienta más al reforzamiento de taludes por medio de geosintéticos.

Las normas complementarias a esta norma se enfocan principalmente al control de calidad de los materiales, las cuales son:

Tabla No. 3. Normas Complementarias para diseño de Terraplenes Reforzados

Normal y Manual	Designación
Ejecución de Obras	N-LEG-3
Desmonte	N-CTR-CAR-1-01-001
Despalme	N-CTR-CAR-1-01-002
Terraplenes	N-CTR-CAR-1-01-009
Recubrimiento de Taludes	N-CTR-CAR-1-01-012
Acarreos	N-CTR-CAR-1-01-013
Materiales para Subrasante	N-CMT-6-01-006
Criterios Estadísticos de Muestreo	M-CAL-1-02

CAPÍTULO 4 MUROS DE RETENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO Y/O MAMPOSTERIA

4 Muros de Retención de Concreto Reforzado y/o Mampostería

Menospreciar los principios básicos de la Ingeniería Geotécnica ha tenido como resultado la falla de innumerables estructuras civiles y en el caso de muros de contención, no ha sido la excepción.

La “simplicidad” que se cree que tiene el diseño de muros de contención conlleva a dimensionamientos que están propensos a la falla, la cual en la mayoría de los casos se presenta gradualmente hasta llegar al colapso, y en el peor de los escenarios su falla es súbita y catastrófica.

Adentrarse en el diseño de muros de retención representa una tarea compleja debido a los distintos factores que intervienen en

4.1 Predimensionamiento

El dimensionamiento de muros de contención ya sea del tipo gravedad o en voladizo, parte de reglas empíricas que hasta la fecha han dado resultados satisfactorios y que con fines de pre-dimensionamiento, se pueden observar en la Fig. 4.1.

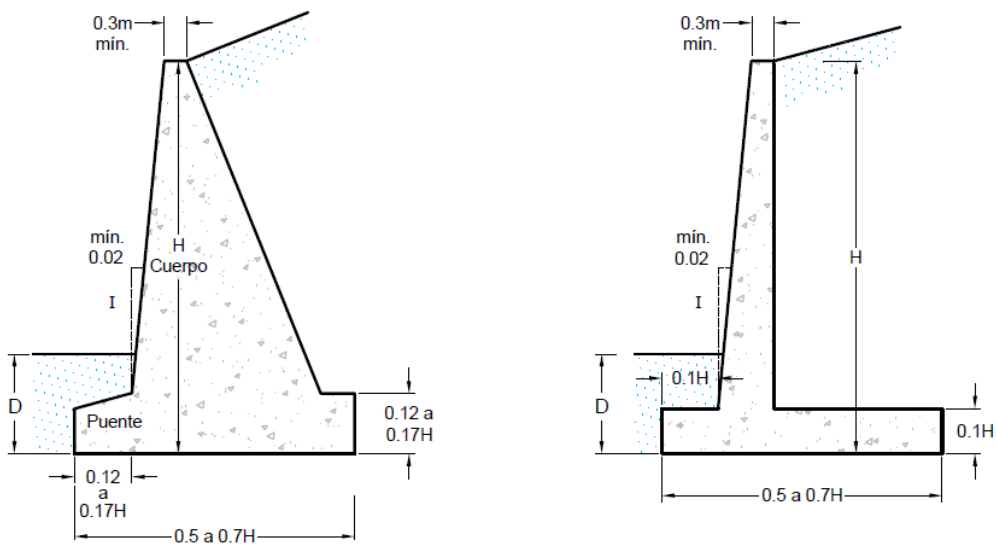


Fig. 4.1 Predimensionamiento de Muros de Contención

Estos proporcionamientos no son definitivos, ya que no garantizan la estabilidad global de la estructura, por lo que el proyectista deberá variar dichas dimensiones para verificar y garantizar la estabilidad del muro de contención.

4.2 Análisis de estabilidad

El análisis de Estabilidad de un muro de contención parte de identificar los elementos que intervienen en su equilibrio global y manipularlos de tal manera que la estructura no falle.

Un muro de contención puede fallar en cualquiera de las siguientes maneras:

- a) Falla por volteo
- b) Falla por deslizamiento
- c) Falla por capacidad de carga

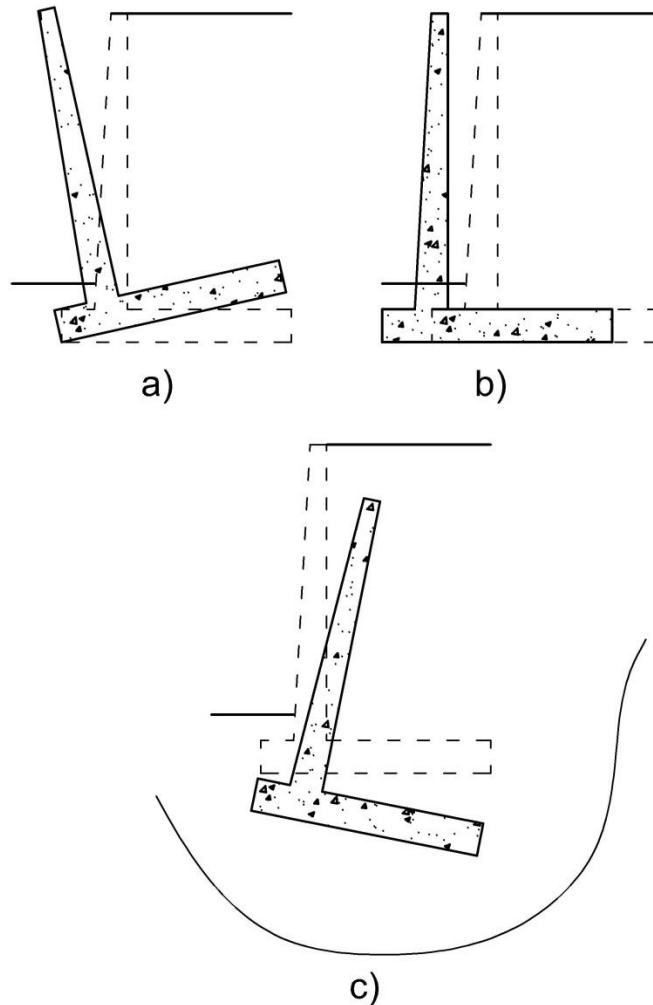


Fig. 4.2 Tipos de Fallas de un Muro de Contención

La falta de obtención de parámetros de diseño por medio de pruebas de laboratorio y la fe ciega en la experiencia de algunos proyectistas ha tenido como resultado la falla de diversos muros de contención.

Los tipos más comunes de falla en un muro de contención son principalmente por volteo y deslizamiento, a causa de la proyección de una sección incapaz de contener las condiciones de empuje que actúan en la estructura.

La falla por capacidad de carga es un tipo de falla con el que hemos aprendido a vivir, ya que en muchos de los casos los asentamientos que se desarrollan en un muro producto de la consolidación del suelo son inadmisibles, sin embargo infinidad de muros presentan desplomes y asentamientos diferenciales que están propensos a fallar.

Revisión por volteo

El análisis de estabilidad por volteo de un muro de contención parte de definir las condiciones de carga a las que estará sometida la estructura para después verificar el equilibrio del sistema de fuerzas.

En el caso de la Fig. 4.3 se tiene un muro en voladizo, con relleno horizontal en el cual actúa una sobrecarga uniforme repartida, el sistema de fuerzas de dicha estructura está conformado por las siguientes fuerzas:

- P_a Empuje activo de Rankine
- P_q Empuje por sobrecarga
- W_c Peso del muro de contención
- W_R Peso del relleno

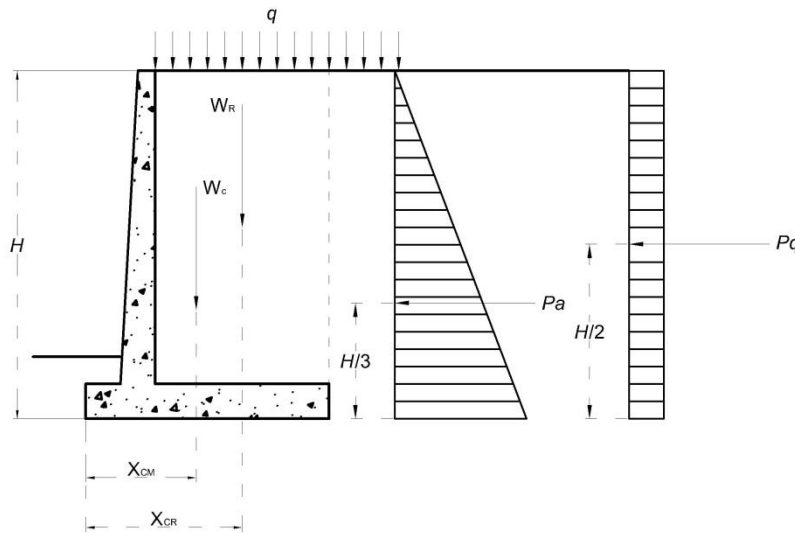


Fig. 4.3 Fuerzas actuantes en un Muro de Contención en voladizo

Para la revisión de la estabilidad se debe definir el factor de seguridad contra volteo respecto a un punto conocido, en este caso, respecto a un punto de su base:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (4.1)$$

Donde

- $\sum M_R$ suma de momentos resistentes.

- $\sum M_o$ suma de los momentos actuantes.

El momento resistente se conforma por los aportes del peso propio de la estructura y el peso del material de relleno. Teóricamente existirá también un aporte del empuje pasivo que se desarrolla al estar empotrada la estructura, sin embargo, para todo análisis de estabilidad se menosprecia su aporte.

El Momento Actuante, es decir, aquél que está a favor de la inestabilidad, se compone por la condición de empuje activo de Rankine y también por el empuje generado por la sobrecarga.

Para garantizar la estabilidad del Muro de Contención el límite permisible del FS por volteo debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$FS \geq 2 \quad (4.2)$$

Cuando no se cumple éste, el proyectista debe de modificar el dimensionamiento propuesto, ampliando las dimensiones de la estructura para garantizar su estabilidad.

Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

La estabilidad de un muro de contención por deslizamiento, es función directa de la resistencia que se desarrolla por fricción a lo largo de su base, en contra del empuje del relleno y la sobrecarga.

Las fuerzas resistentes que se opondrán al deslizamiento, son aquellas que se desarrollan a lo largo de un área unitaria de losa que está en contacto con el suelo y el cual, en base a su comportamiento mecánico, determinará el mecanismo de resistencia.

En el caso de un suelo de comportamiento cohesivo friccionante, que representa el caso más general, la resistencia que se desarrolla en su base queda definida por:

$$\sum F_{R'} = (\sum V) \tan \delta + Bc'_a \quad (4.3)$$

Donde

- $\sum V$ suma de fuerzas verticales
- $\tan(\delta)$ coeficiente de Fricción entre el suelo de cimentación y material del muro de contención.

$$\tan(\delta) = k\phi \quad (4.4)$$

- K coeficiente de incertidumbre $\left[\frac{1}{3}, \frac{2}{3}\right]$.
- ϕ ángulo de Fricción del suelo de cimentación.

- B ancho de la base
- c_a cohesión

El coeficiente de fricción $\tan\delta$ juega un papel muy importante, ya que este puede reducir hasta un 70% la resistencia del material o también sobreestimar su resistencia.

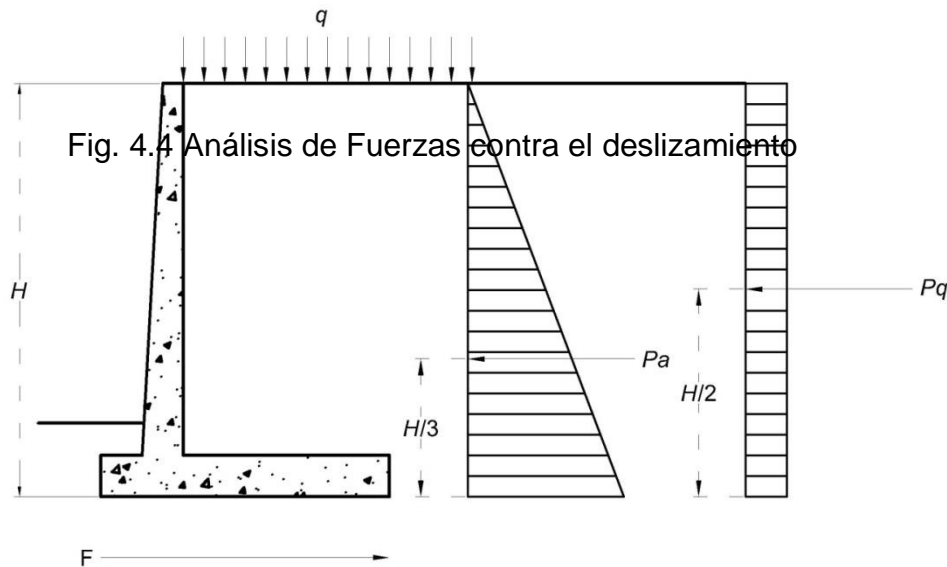
En la Tabla No. 4 se enlistan diferentes coeficientes de fricción entre el material de desplante y el muro de contención.

Tabla No. 4 Coeficientes de Fricción de distintos materiales

Material	$Tan(\delta)$
Suelos Granulares sin limo	0.55
Suelos Granulares con limo	0.45
Limos	0.35
Roca sana con superficie Rugosa	0.65

Por su parte la fuerza horizontal que tenderá a generar el deslizamiento del muro, es la que se integra por la suma del empuje activo y la sobrecarga:

$$\sum F_d = P_a + P_q \quad (4.5)$$



Por lo tanto el factor de seguridad contra el deslizamiento queda definido como:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\sum V) \tan(\delta) + Bc_a}{P_a + P_q} \geq 1.5 \quad (4.6)$$

Si el FS es menor a 1.5 existen dos soluciones a las cuales se puede recurrir, las cuales son:

- Aumentar el ancho de la base
- Colocar un dentellón

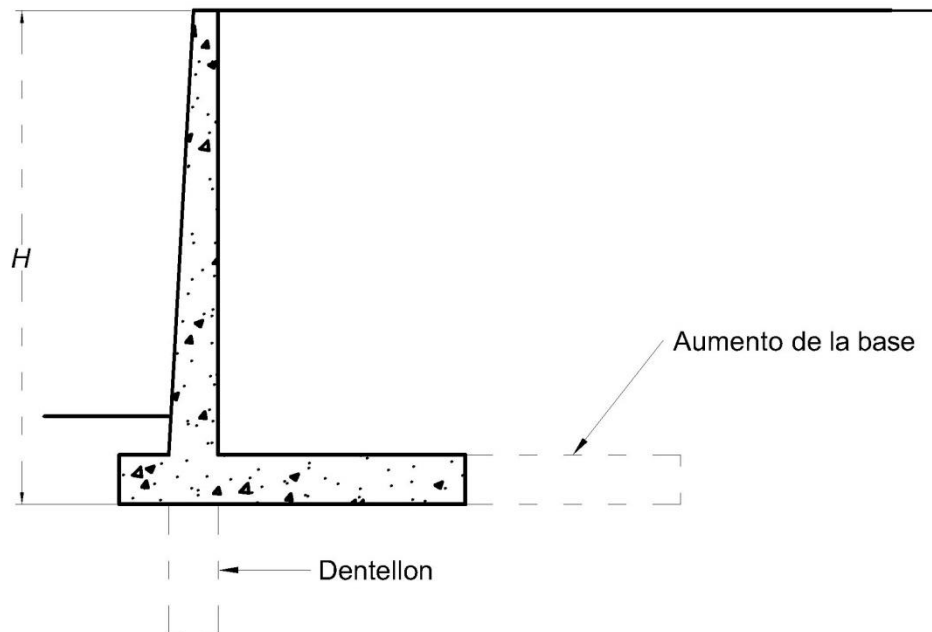


Fig. 4.5 Soluciones para satisfacer la estabilidad por deslizamiento

Conforme la altura de un muro en voladizo aumenta, podría asegurarse que el ancho mínimo de la base satisface la relación 1:1 con la altura del muro, el aumento en las dimensiones de la base, reduce la presión de contacto por área unitaria entre el muro y el suelo, sin embargo, dicha solución debe ser sopesada sobre todo por cuestiones económicas.

Por otra parte el uso de dentellones, tiene la ventaja de garantizar el aporte de resistencia pasiva a la estructura, la cual aumenta considerablemente en función de las propiedades de resistencia del material de apoyo.

Revisión de la falla por capacidad de carga

Bajo las condiciones de presión vertical y empuje horizontal a las que está sometido un muro de contención, se desarrolla un sistema de fuerzas compuesto por presión vertical y momento.

Dadas estas condiciones de carga, la resultante del sistema queda localizada a una determinada excentricidad del punto medio de la base,

La proyección vertical de la resultante aplicada a la misma excentricidad del punto medio de la base, representa un sistema de fuerzas equivalente que facilita el cálculo de los esfuerzos en la base Fig. 4.5.

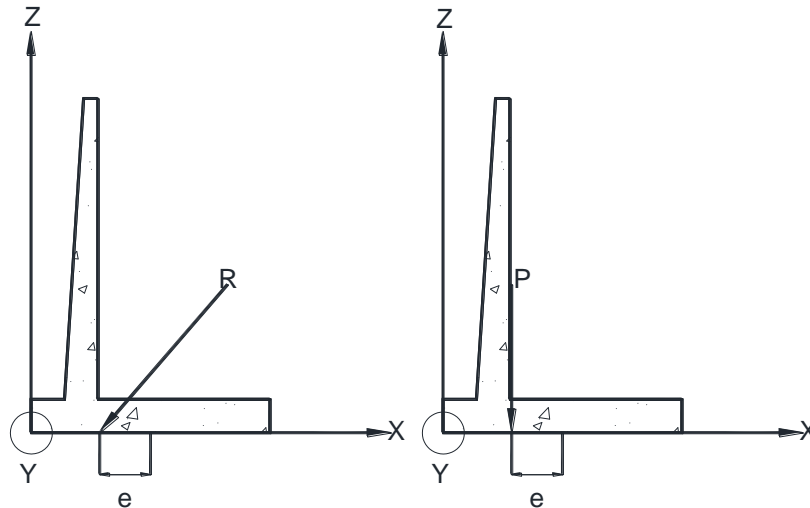


Fig. 4.5 Resultante del sistema de fuerzas aplicado al muro de contención.

El objetivo de determinar los esfuerzos en la base es evitar tensiones en el suelo, ya que para fines prácticos la masa de suelo no resiste esfuerzos de tensión.

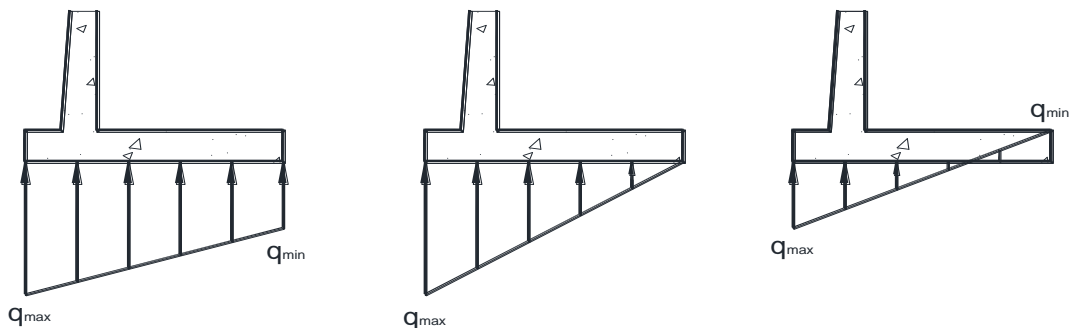


Fig. 4.6 Tipos de Distribución de esfuerzos en la base un muro

Para conocer la distribución de esfuerzos en la base del muro se emplea la fórmula de la escuadría:

$$q = \frac{\sigma}{A} \pm \frac{M_{neto}y}{I} \quad (4.7)$$

Donde

- M_{neto} Momento alrededor del eje x

$$M_{neto} = (\sum V) \times e \quad (4.8)$$

- I Momento de inercia por unidad de longitud de la sección base

$$I = \frac{1}{12}(1)(B^3) \quad (4.9)$$

- y Eje de referencia para la obtención del q_{min}, q_{max}

$$y = \frac{B}{2} \quad (4.10)$$

- e Excentricidad de la Resultante:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M}{\sum V} \quad (4.11)$$

Sustituyendo las ecuaciones (4.8), (4.9), (4.10) y (4.11) en (4.7) se obtiene la distribución de esfuerzos en la base con una excentricidad menor a B/6:

$$q_{max} = q_{punta} = \frac{\sum V}{(B)(1)} + \frac{e(\sum V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B)^3} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (4.12)$$

$$q_{min} = q_{talon} = \frac{\sum V}{(B)(1)} - \frac{e(\sum V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B)^3} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (4.13)$$

Si la excentricidad excede de dicho valor, el cálculo de los esfuerzos en la base debe suponer la existencia de una distribución triangular, con valor de q_{max} en la punta igual a:

$$q_{max} = q_{punta} = \frac{2\sum V}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)} \quad (4.14)$$

En el caso del punto de la base con esfuerzo nulo, dada dicha distribución, se localiza a una distancia x con respecto a la punta de la base:

$$x = \frac{2}{3}\left(\frac{B}{2} - e\right) \quad (4.15)$$

Por lo tanto para determinar el factor de seguridad por capacidad de carga se compara el esfuerzo máximo en la base con la capacidad de carga última del suelo:

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{max}} \geq 3 \quad (4.16)$$

Donde la capacidad de carga última queda definida por la ecuación de Meyerhof ec. 2.25, sustituyendo el ancho B, por el ancho reducido B':

$$q_u = cN_c F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (4.17)$$

Revisión por Sismo

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de contención, debidos a la acción de los sismos, se determinan suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a $4a_0/3$ veces la gravedad.

Tabla No.5 Parámetros de diseño sísmico NTC

Zona	c	a_0	T_a ¹	T_b ¹	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹ Periodos en segundos

La superficie de falla que se considera es la superficie de falla propuesta por Coulomb, que parte de la base del muro con un ángulo de $45 + \phi/2$, tal y como se muestra en la Fig.4.7.

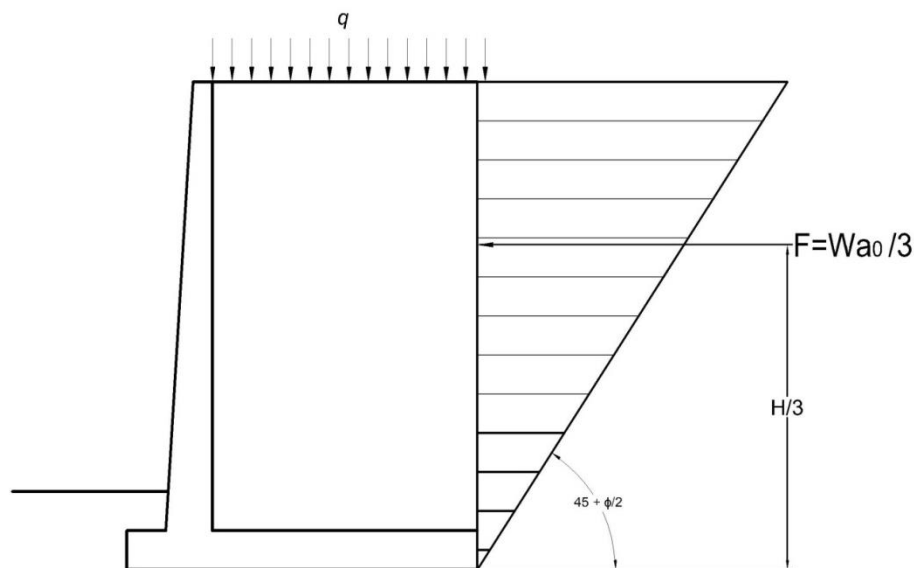


Fig. 4.7 Análisis sísmico de un muro de contención en voladizo

Donde

- **W** Peso de la cuña limitada por la superficie de falla de Coulomb
- **C** Coeficiente sísmico

Dada esta condición de empuje, se debe de revisar la estabilidad global en el muro de contención en voladizo, verificando su estabilidad por volteo, deslizamiento y capacidad de carga, reduciendo los factores de seguridad establecidos en condiciones estáticas.

4.3 Elementos de Drenaje

Como resultado de las lluvias u otras condiciones de humedad, el material de relleno puede llegar a saturarse, incrementándose con ello la presión sobre el muro de contención, generando en él un estado propenso a la falla.

Por esta razón es necesario colocar elementos de drenaje adecuados en el cuerpo y respaldo del muro, que permitan desalojar las filtraciones que pudiera sufrir el relleno mediante drenes horizontales o tubos perforados en el respaldo de su base.

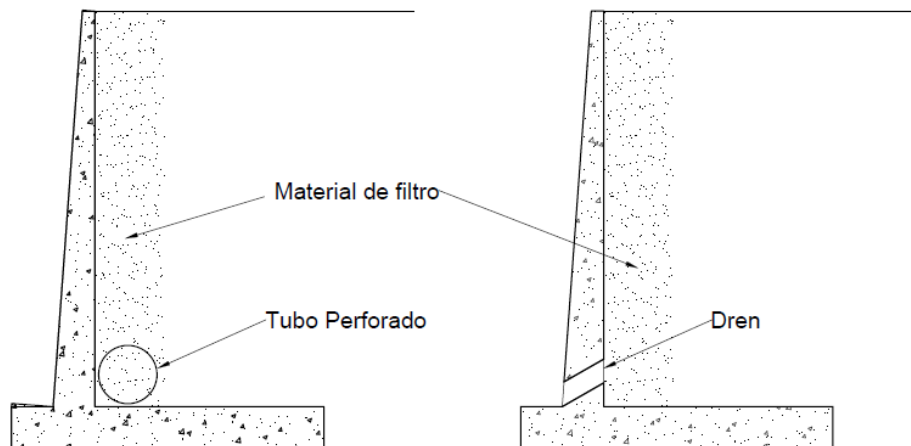


Fig. 4.7 Elementos de Alivio de presión Hidrostática

Filtros

Parte del diseño de un muro de contención se concreta en el material de filtro, que se coloca detrás del respaldo del muro para aliviar las presiones hidrostáticas que se generen en el relleno.

Las condiciones que debe de cumplir un filtro son:

- a) El filtro debe impedir el paso de las partículas del suelo que trata de proteger; por tanto debe de existir una relación entre el tamaño de los granos del suelo por proteger y los espacios o poros del filtro.

- b) El filtro debe ser suficientemente permeable para que no se acumulen presiones de agua y resistente contra las fuerzas de arrastre, en este caso se puede decir que el filtro debe operar como un buen dren.
- c) Las partículas del filtro mismo no deben emigrar y, por tanto, su estructura debe mantenerse siempre estable. Esta condición se puede cumplir haciendo que el material del filtro sea relativamente uniforme pero también asegurando que no se moverán o pasaran las partículas más pequeñas a través del filtro.

Criterio de Terzaghi

Por medio de diversas pruebas llevadas a cabo en filtros, Karl Terzaghi concluyó que para desalojar el agua que está contenida en una masa de suelos, sin permitir el arrastre de sus partículas sólidas, el material de filtro debía de cumplir con la siguiente desigualdad, conforme a los diámetros obtenidos en pruebas granulométricas.

$$\frac{D_{15}^f}{D_{85}^s} < 4 < \frac{D_{15}^f}{D_{15}^s} \quad (4.16)$$

Donde

- D_{15}^f Diámetro efectivo del 15 por ciento que pasa del material del filtro.
- D_{15}^s Diámetro efectivo del 15 por ciento que pasa del material que se protege.
- D_{85}^s Diámetro efectivo del 85 por ciento que pasa del material que se protege.

El cociente de la parte izquierda de la desigualdad, denominada relación de tubificación, indica que los granos pequeños del suelo que se intenta proteger no podrán pasar dentro del filtro.

El cociente de la derecha de la desigualdad corresponde a la condición hidráulica, la cual señala que el diámetro característico debe ser mayor a cuatro veces el diámetro característico del suelo.

CAPÍTULO 5 TIERRA ARMADA

Tierra Armada

El comportamiento de los Muros de Tierra Armada se conoce desde hace más de 50 años, desde su creación en 1963 por el ingeniero francés Henri Vidal. A la fecha más de 50 millones de m^2 se han construido en el mundo, en aplicaciones tan diversas como muros de contención, estribos de puentes, defensas fluviales y embalses.

En cuanto a aplicaciones, los muros de contención han tenido el mayor desarrollo, con muros que han sobrepasado los 35 m de altura. Su extensión ha sido explosiva, estando presente en más de 35 países, de los cuales Japón constituye hoy en día el consumidor más importante, con más del 30 por ciento del volumen de obras construidas.

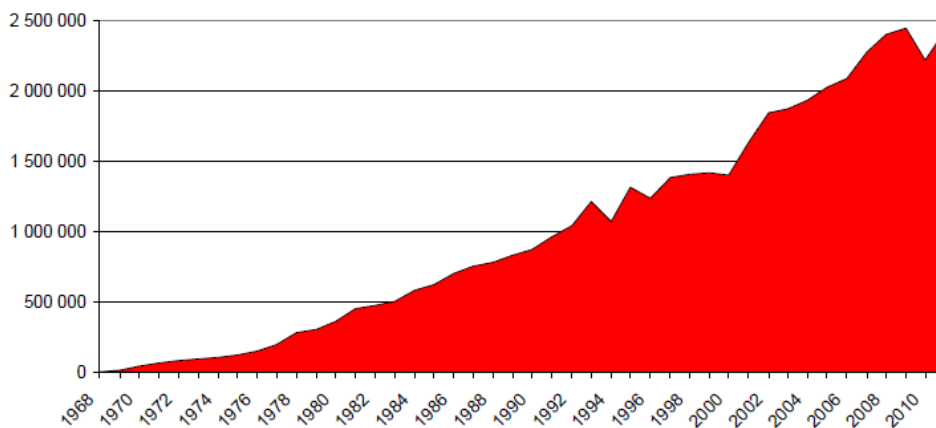


Fig. 5.1 Cantidad de m^2 de Tierra Armada por año

La obra más antigua corresponde a los muros de contención realizados en la Autopista A53 en Francia en 1968 Fig. 5.2. En América la Autopista 39 del noreste de los Ángeles abrió esta tecnología en nuestro continente en 1972, obra que estuvo cerca del epicentro del terremoto de Northridge de 1994, sin presentar daño alguno.



Fig. 5.2 Primer Muro de Tierra Armada 1964

La experiencia sísmica ha sido un juez importante desde su creación, Muros de tierra armada han sido sometidos a los sismos de Italia (1976), México (1985) y California (1989-1994). En el caso de Kobe(1983), se alcanzaron aceleraciones de hasta 0.8 g, con daños catastróficos para las obras tradicionales de concreto reforzado (700 puentes fallaron).



Fig. 5.3 Muro de Tierra Armada de 42 m de altura, Aeropuerto de Seattle, USA

5.1 Antecedentes de Diseño

El 14 de marzo de 1965 Henri Vidal, inventor de la “Tierra Armada”, impartía su primera conferencia pública sobre esta técnica ante el comité francés de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, apoyándose en los resultados de pruebas realizadas por más de tres años en modelos a escala reducida y en el único muro que se había construido ese mismo año en Pragnere.

Ante la limitación de estos resultados de tipo cualitativo, en 1967 el Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC) llevó a cabo las primeras investigaciones tendientes a verificar los métodos empleados para el diseño de muros de tierra Armada por medio de modelos bidimensionales, usando cilindros de acero que tomaban el lugar del suelo.

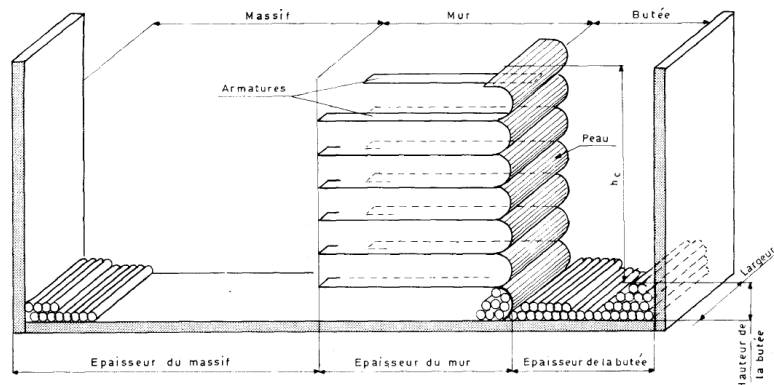


Fig. 5.4 Modelo Bidimensional LCPC

Por medio de estos modelos, fue posible distinguir dos modos de falla:

- Falla por rotura de los refuerzos
- Falla por falta de adherencia debida a longitud insuficiente de los refuerzos.

Aproximadamente durante medio siglo se discutieron los mecanismos de falla de un muro de Tierra Armada en donde se adoptaban modelos gobernados por Rankine y Coulomb; debido a la divergencia de resultados entre modelos bidimensionales y tridimensionales realizados por distintos investigadores, surgiendo la necesidad de llevar a cabo pruebas a escala natural en estructuras reales, que permitieran definir los estados de falla y resolver las incertidumbres que existían en cuanto a la interacción de los refuerzos.

En 1968, la medición de las fuerzas de tensión en los refuerzos del muro Incarville mostró que los esfuerzos no alcanzaban un máximo en el revestimiento exterior, sino más bien a cierta distancia dentro del muro.

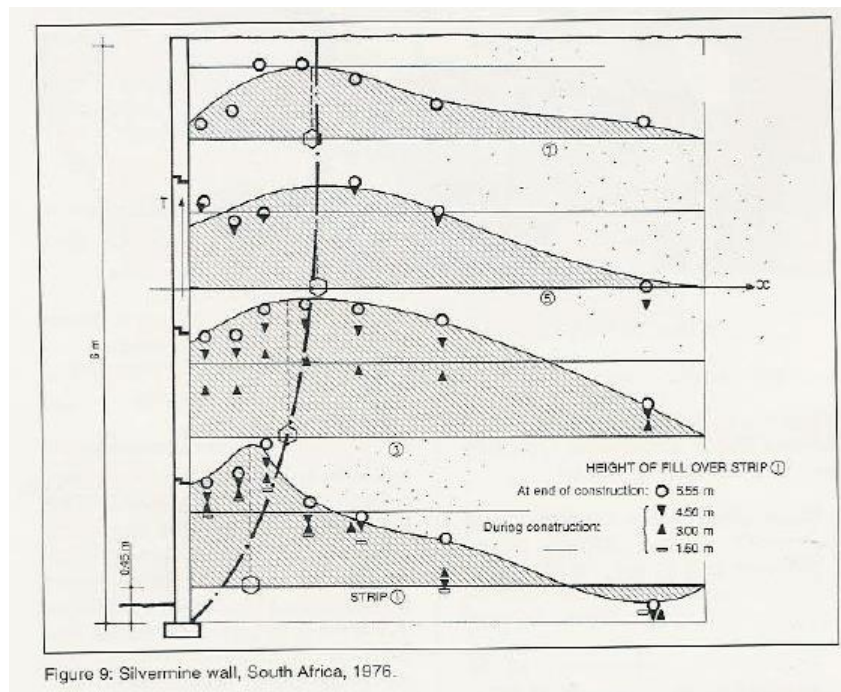


Fig.5.5 Variaciones de esfuerzo en Muro Incarville, 1976

El experimento realizado puso en evidencia la existencia de dos zonas: “activa” y “resistente”, que están separadas por el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión.

La zona activa se caracteriza porque los esfuerzos cortantes aplicados a los refuerzos están orientados hacia el exterior del muro, mientras que en la zona resistente están orientados hacia el interior.

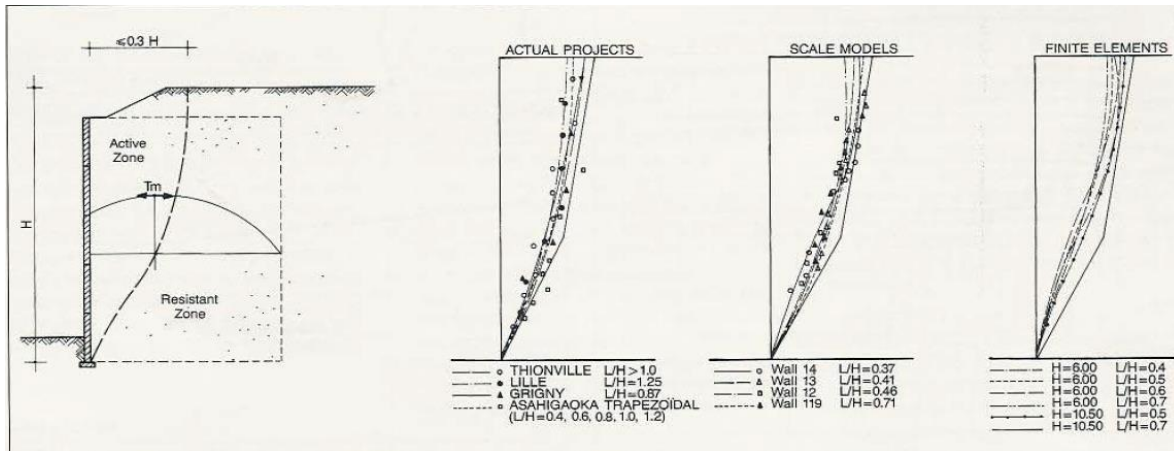


Fig.5.6 Localización de Zona Activa

El lugar geométrico que describían las fuerzas máximas de tensión medidas en distintos muros se alejaban del plano de falla de Coulomb que se había observado en modelos bidimensionales. Su geometría se acerca más a una espiral logarítmica que pasa por el pie del muro formando un ángulo de $45 + \frac{\phi}{2}$ con la horizontal y es vertical en su intersección con la superficie libre del muro.

Como resultado de todas las investigaciones realizadas en modelos a escala reducida y en pruebas a escala natural, las compañías dedicadas a tierra armada desarrollaron los métodos de diseño siguientes:

1. El "método de esfuerzos de trabajo" basado esencialmente en los resultados de experimentos a escala natural en estructuras reales bajo condiciones alejadas de la falla.
2. El "método de los planos de falla" basado en el concepto de superficies potenciales de falla y abarcando tanto la falla debida a la rotura del refuerzo como la producida por el deslizamiento de los refuerzos.

Actualmente el método de diseño más usado es el referente a esfuerzos de trabajo el cual ha sufrido modificaciones con el tiempo, principalmente en lo que corresponde a los elementos de refuerzo debido a la incorporación de nuevos materiales y nuevas geometrías.

5.2 Elementos básicos de Muros Mecánicamente Estabilizados

Para adentrarse en el diseño de MSE es necesario conocer las características de los elementos que lo integran, principalmente el material de relleno y los elementos de refuerzo.

Tipos de Geometría del Refuerzo

En sus inicios los elementos de refuerzo que se utilizaron para el diseño de muros de tierra armada, eran tiras lisas de acero, sin embargo, conforme ha ido avanzando el nivel de estudio de este sistema, se han implementado diversas geometrías con el fin de desarrollar nuevos mecanismos de resistencia en el relleno.

Actualmente se consideran tres tipos de geometrías de los refuerzos:

- **Lineal Unidireccional:** Tiras de acero, incluyendo tiras lisas o corrugadas, o tiras recubiertas por geo sintéticos.
- **Compuesto Unidireccional:** Rejillas o mallas, caracterizadas por tener elementos transversales con espaciamiento mínimo 6 in (150mm).
- **Planar Bidireccional:** Hojas continuas de geo sintéticos, malla soldada de alambre y malla de alambre tejido. La rejilla se caracteriza por tener un espaciamiento no menor de 6 in.

Tipos de Refuerzo

En el capítulo 3 se describieron someramente los tipos de refuerzo que existen con base en el material con el que están fabricados; en el caso de refuerzos de acero, se pueden distinguir los siguientes elementos:

- **Tiras de Acero:** Las tiras actualmente disponibles en el mercado están estriadas en la parte superior e inferior, las dimensiones de estos elementos son de 50 mm de ancho y 4 mm de espesor. En el caso de tiras lisas, sus dimensiones varían de 60 a 120 mm de ancho y 4mm de espesor.

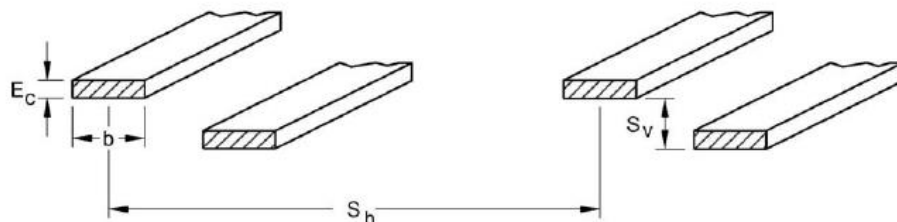


Fig. 5.7 Arreglo común de tiras de acero

- **Malla de alambre soldado:** Los elementos longitudinales están espaciados comúnmente de 150 a 200 mm; por su parte los elementos transversales tienen separaciones que oscilan entre 230 a 600 mm.

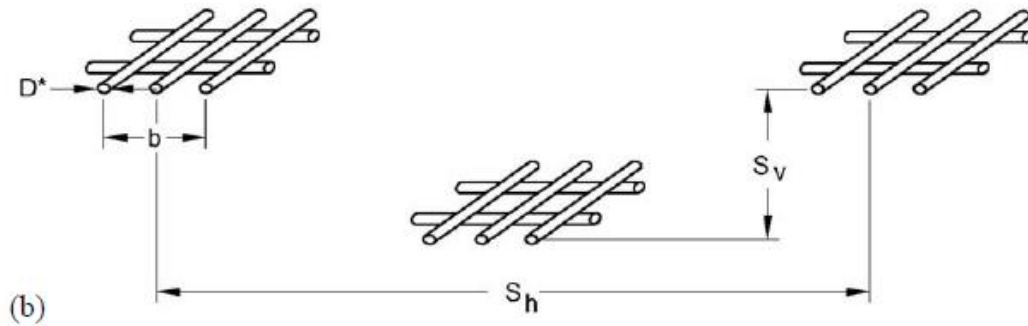


Fig. 5.8 Sección típica de mallas de elementos de refuerzo

Mecanismos de transferencia de esfuerzos

Los esfuerzos de tensión a los que están sometidos los elementos de refuerzo de un MSE son resistidos principalmente dos mecanismos:

- **Fricción:** se desarrolla en lugares donde hay un desplazamiento relativo entre el suelo y la superficie de refuerzo.
- **Resistencia pasiva:** se desarrolla en superficies de refuerzo normales a los refuerzos longitudinales.

El aporte de cada mecanismo depende de diversos factores como lo son: la rugosidad de la superficie (fricción superficial), el esfuerzo efectivo aplicado, de la geometría del refuerzo, espesor de los elementos transversales, y características de flexibilidad.

De igual importancia son las características del material de relleno, incluyendo el tamaño y forma de sus partículas, su granulometría y su compacidad.

Modo de Acción

La función principal de los refuerzos es restringir las deformaciones en el material de relleno; de este modo, las tensiones que se transfieren desde el suelo hasta el refuerzo son resistidas casi en su totalidad por la fricción que se genera en su interfase y por aportes en menor proporción por cortante y flexión.

La tensión es el modo más común de acción de los refuerzos. Todo elemento de refuerzo longitudinal es decir (elementos de refuerzo alineados en la dirección de extensión del suelo) se someten generalmente a tensiones de fricción elevadas.

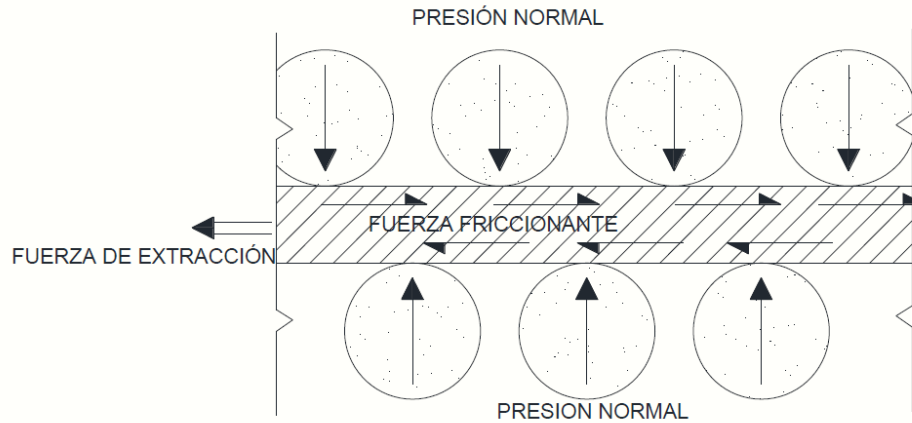


Fig. 5.9 Mecanismo de Transferencia de esfuerzos de fricción

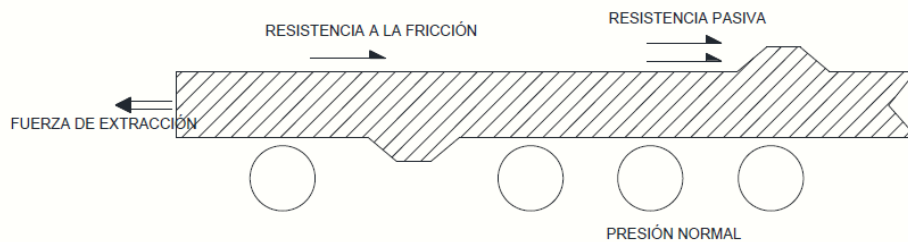


Fig.5.10 Desarrollo de Resistencia Pasiva y fricción en elementos de refuerzo

Propiedades de Resistencia del Acero

Las propiedades de resistencia de materiales como el acero son bien conocidas actualmente en el campo de la ingeniería civil, en especial en elementos estructurales; sin embargo, su empleo como elemento de refuerzo en suelos ha tenido la incertidumbre de su comportamiento real, al estar expuesto a la corrosión.

Es por ello, que el diseño de los elementos de refuerzo, debe prever la pérdida de espesor por corrosión:

$$E_c = E_N - E_R \quad (5.1)$$

Donde

- E_c Espesor al final de la vida útil
- E_N Espesor al inicio de la construcción
- E_R Espesor de sacrificio

Se han realizado amplios estudios para determinar la tasa de corrosión del acero suave galvanizado de barras o tiras de acero enterrados en diferentes tipos de suelos usados como relleno en un MSE. El deterioro de los elementos de refuerzo puede ser estimado tomando en consideración las tasas de corrosión que se muestra en las tablas No. 6 y No.7.

Tabla No.6 Espesores mínimos de galvanización en elementos de acero

Tipo	Espesor	Espesor mínimo de Galvanización
Tira	< 6.4 mm	85 μm
	> 6.4 mm	100 μm
Rejillas	Todos los diámetros	85 μm

Tabla No. 7.Tasas de corrosión de acero para Rellenos moderadamente corrosivos

Por zinc/ lado:	15 $\mu\text{m/año}$ (primeros 2 años)
	4 $\mu\text{m/año}$ (después de 2 años)
Para acero de carbono residual/lado:	12 $\mu\text{m/año}$ (después de 2 años)

Selección del material de relleno

El origen de la tierra armada fue concebido como un medio para dar cohesión a un material puramente granular, como lo fue en un principio con las arenas, sin embargo, a lo largo de la implementación de esta técnica, se ha tenido una amplia discusión en cuanto al comportamiento de rellenos de comportamiento cohesivo en la construcción de MSE.

Actualmente los límites granulométricos que se emplean para usar o desechar un determinado material que se pretenda usar como material de relleno para la construcción de un MSE se orientan por el uso de materiales granulares, tal y como lo muestra la Tabla No. 8.

Tabla No. 8 Límites granulométricos permisibles FMW-NHI-10-024

Malla	Diámetro de la partícula	Porcentaje que pasa
4"	102 mm	100
40	0.425	0-60
200	0.075	0-15
Índice Plástico		<6

Estos materiales deben de ser bien graduados de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), es decir, deben cumplir con la siguiente desigualdad en función del coeficiente de curvatura C_c y del Coeficiente de Uniformidad C_u para que sean clasificados como materiales bien graduados:

$$1 < C_c < 3$$

$$\frac{1}{C_u} < C_c < C_u$$

En Arenas

$$C_u > 6$$

En Gravas

$$C_u > 4$$

Pese a que el empleo de materiales con un porcentaje considerable de finos no se elimina tajantemente, su empleo obliga a estudiar las características de desempeño de la estructura ante los fenómenos que envuelven a este tipo de materiales, tales como flujo de agua, consolidación, etc. Requiriendo también estudiar alternativas que garanticen la estabilidad de la estructura ante estos fenómenos que son impredecibles en cuanto a magnitud y tiempo de aplicación.

Es importante destacar que la resistencia a la fricción de suelos cohesivos, cuando menos bajo condiciones no drenadas que son las más indicadas para analizar las condiciones inmediatamente después de la construcción, es baja. En los rellenos de suelo cohesivo puede esperarse que tengan un drenaje deficiente y que sean susceptibles a perder resistencia al humedecerse. También son propensos a tener deformaciones apreciables por flujo plástico al estar sujetos a esfuerzos permanentes. Por tanto, es de esperarse que en estructuras de tierra armada con rellenos cohesivos, se presenten deformaciones continuas.

Propiedades Electroquímicas

Además de cumplir con límites gravimétricos y de plasticidad, el material de relleno debe de cumplir con determinadas propiedades electroquímicas las cuales deben de garantizar que no propicien la aceleración de la corrosión de los materiales de refuerzo, las cuales se resumen en la tabla No.9.

Tabla No.9 Limites Electroquímicos del material de relleno

Propiedad	Criterio	Prueba
Resistividad	>3000 ohm-cm	AASHTO T-288
pH	>5 < 10	AASHTO T-289
Cloruros	< 100 PPM	ASMT D4327
Sulfatos	< 200 PPM	ASMT D4327
Contenido Orgánico	1 % max	AASHTO T-267

5.3 Principios básicos de diseño de Muros Mecánicamente Estabilizados

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

1. La satisfacción de los requerimientos de estabilidad Interna
2. La revisión de la estabilidad externa del muro.

La revisión de la estabilidad interna implica determinar la longitud de los elementos de refuerzo necesaria para resistir las fuerzas de tensión máximas que se desarrollan en el relleno.

La revisión por estabilidad externa incluye el análisis de la estabilidad del conjunto por volteo, deslizamiento y capacidad de carga Fig. 5.7, considerando en cada uno de los casos al MSE como una estructura de contención del tipo gravedad, sometida a empujes laterales y a esfuerzos en su cimentación.

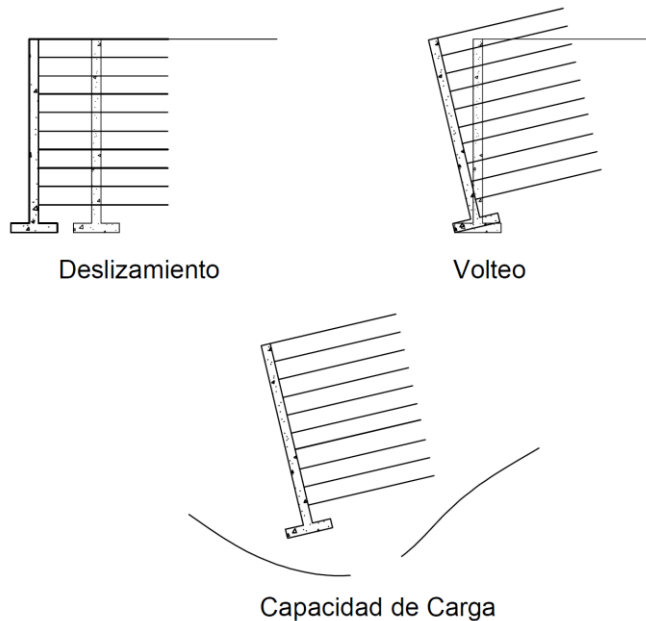


Fig.5.7 Tipos de Falla de un muro mecánicamente estabilizado

Revisión de Estabilidad Interna

La revisión de la Estabilidad interna de un MSE parte de determinar las fuerzas máximas de tensión en cada nivel de refuerzo a lo largo de una superficie de deslizamiento crítica definida con base en pruebas en modelos a escala natural.

La resistencia de los refuerzos por adherencia dentro de la zona resistente en comparación con las tensiones máximas en cada nivel de refuerzo, determinaran la longitud de refuerzo necesaria para garantizar su equilibrio.

Esfuerzo en el tirante

El valor de la tensión máxima T_{max} se obtiene del equilibrio de un prisma de suelo que rodea en su longitud a un elemento de refuerzo, de altura igual a la separación vertical entre dos lechos de refuerzo S_V y de ancho unitario, limitado longitudinalmente en un extremo por el paramento exterior y en el otro por la zona de fuerzas máximas de tensión.

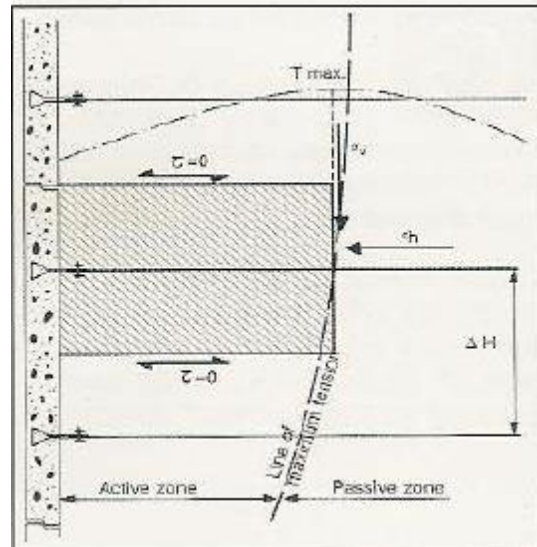


Fig. 5.11 Equilibrio de un prisma elemental y cálculo de T_{max}

La hipótesis adoptada para el análisis de la tensión en el refuerzo supone que los esfuerzos cortantes τ , actuando en el plano horizontal ubicado a la mitad de la distancia entre dos tiras de refuerzo, son nulos.

El equilibrio del prisma de 1 m de ancho, muestra que los esfuerzos horizontales σ_H aplicados en la superficie del respaldo están balanceados por las fuerzas máximas de tensión (T_{MAX}) actuando en las n tiras de refuerzos por metro lineal.

Por tanto la fuerza máxima de tensión en el caso de tiras de acero es igual a:

$$T_{MAX} = \frac{1}{n} \times \sigma_h \times S_V \quad (5.2)$$

La determinación del valor del esfuerzo horizontal σ_h es semiempírica, siendo directamente proporcional al esfuerzo vertical σ_v según la siguiente ecuación:

$$\sigma_h = \sigma_v k \tag{5.3}$$

El coeficiente de empuje horizontal k , depende de la profundidad a la que se requiera determinar la (T_{MAX}), ya que se considera que en la parte superior del muro el estado de esfuerzos dentro del relleno se acerca más a la condición en “reposo” y en su base se acerca más a la condición activa, definiéndose las así siguientes expresiones:

$$z \leq 6 \quad k = k_0 + (k_a - k_0) \frac{z}{6} \tag{5.4}$$

$$z > 6 \quad k = k_a \tag{5.5}$$

La variación del coeficiente k también conocido como k_r se muestra en la fig. 5.12, teniendo una variación con base en la geometría del refuerzo a utilizar.

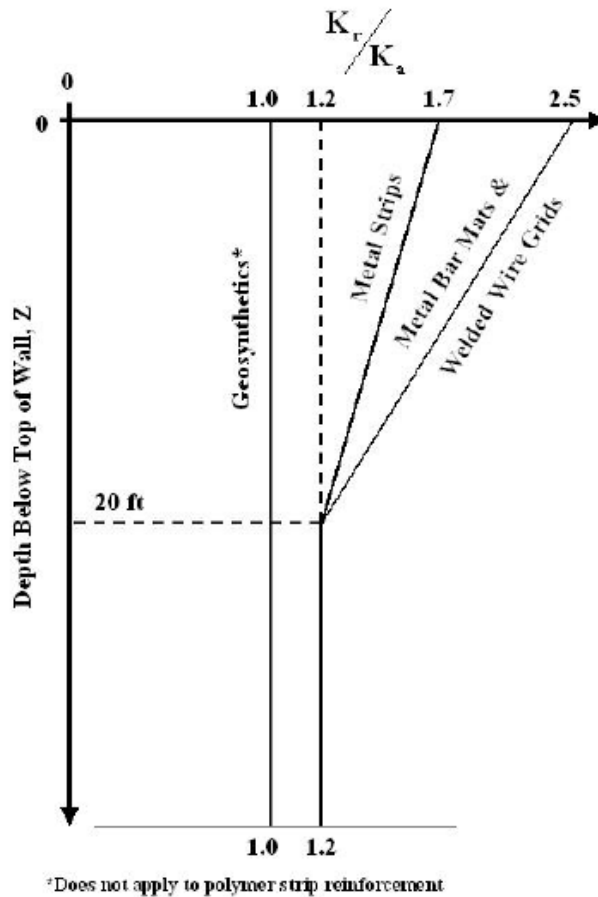


Fig.5.12 Variación del coeficiente de empuje k_r

Cálculo del espesor de los elementos de refuerzo

La resistencia a la ruptura de un refuerzo es función íntegramente de las propiedades mecánicas del material con el que está formado.

Partiendo del principio básico de que el esfuerzo aplicado es directamente proporcional a la carga e inversamente proporcional a la sección transversal del elemento analizado:

$$\sigma = \frac{Q}{A} \quad (5.6)$$

La resistencia a la tensión o esfuerzo de fluencia f_y de un elemento de acero queda definida:

$$f_y = \frac{T_{max}}{A_c} \quad (5.7)$$

El área A_c depende del tipo de refuerzo que se utilice, en el caso de tiras de refuerzo de sección rectangular su área es igual a:

$$A_c = bE_c \quad (5.8)$$

En el caso de rejillas de acero su área es igual a:

$$A_c = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \times \text{No. barras longitudinales} \quad (5.9)$$

Por tanto el espesor requerido en cada nivel de refuerzo con base en su profundidad, parte de definir el factor de seguridad a la falla de los elementos de refuerzo que es igual a:

$$FS_{(B)} = \frac{\text{resistencia a la falla}}{\text{fuerza maxima de tensión en el refuerzo}} \quad (5.10)$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.2 y 5.7 en 5.10:

$$FS_{(B)} = \frac{f_y A_c}{\frac{1}{n} k_r \sigma_v S_v} \quad (5.11)$$

Dónde:

- f_y resistencia por fluencia o ruptura del material del tirante.
- A_c área del elemento de refuerzo
- n número de elementos longitudinales por ancho unitario
- k_r coeficiente de empuje en función de la profundidad
- S_v separación vertical
- σ_v esfuerzo vertical a la profundidad z

Despejando A_c de la ec. 5.11 se define el área requerida en cada nivel de refuerzo:

$$A_c = \frac{FS(B)^{\frac{1}{n}} k_r \sigma_v S_V}{f_y} \quad (5.12)$$

Se recomienda un factor de seguridad entre 2.5 y 3 para todos los niveles de refuerzo.

Resistencia al “Pullout” o Resistencia por adherencia

Los elementos de refuerzo a cualquier profundidad z , fallarán por extracción si la resistencia por fricción desarrollada a lo largo de su “fuste” es menor que la fuerza tensión máxima a la que están sometidos los elementos de refuerzo.

La longitud efectiva de los refuerzos a lo largo de la cual se desarrolla la resistencia por fricción se toma conservadoramente como la longitud que se extiende más allá de los límites de la zona de falla activa de Rankine.

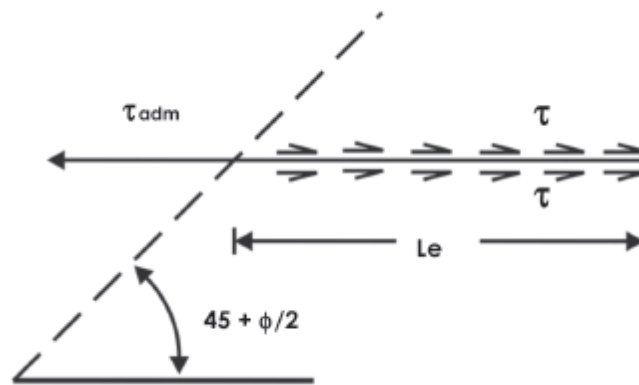


Fig. 5.13 Longitud del refuerzo dentro de la zona resistente

La fuerza máxima de fricción que se desarrolla en un elemento de refuerzo a la profundidad z es igual a:

$$P_r = F^* \sigma_v 2bnL_e \quad (5.13)$$

Dónde:

- l_e longitud efectiva
- σ_v presión vertical efectiva a una profundidad z
- F^* factor de resistencia
- b ancho de la tira
- n número de refuerzos

En el caso del factor de resistencia F^* , éste considera los aportes de resistencia por fricción y resistencia pasiva, con base en el mecanismo que se desarrolle por medio de la geometría del refuerzo utilizada.

$$F^* = \text{Resistencia Pasiva} + \text{Resistencia por fricción}$$

Para tiras de refuerzo corrugadas, el F^* es función del coeficiente de uniformidad del material de relleno hasta una profundidad menor a 6 metros, sobrepasando este nivel, el coeficiente F^* solo es función del ángulo de fricción interna.

$$F^* = \tan(\rho) = 1.2 + \log(c_u) \tag{5.14}$$

$$F^* = \tan(\phi) \tag{5.15}$$

Para el caso de mallas, sí la separación transversal S_t es mayor igual a 6 in (150 mm), el F^* es igual:

$$F^* = 20 \left(\frac{D}{S_t} \right) \tag{5.16}$$

$$F^* = 10 \left(\frac{D}{S_t} \right) \tag{5.17}$$

La determinación del esfuerzo vertical aplicado en cada nivel de refuerzo, en un análisis riguroso debe considerar la distribución de esfuerzos verticales σ_v con base en el tipo de cargas que actúen en la superficie del muro ya sean del tipo uniformemente repartidas o puntuales, según sea el análisis de cargas esperado.

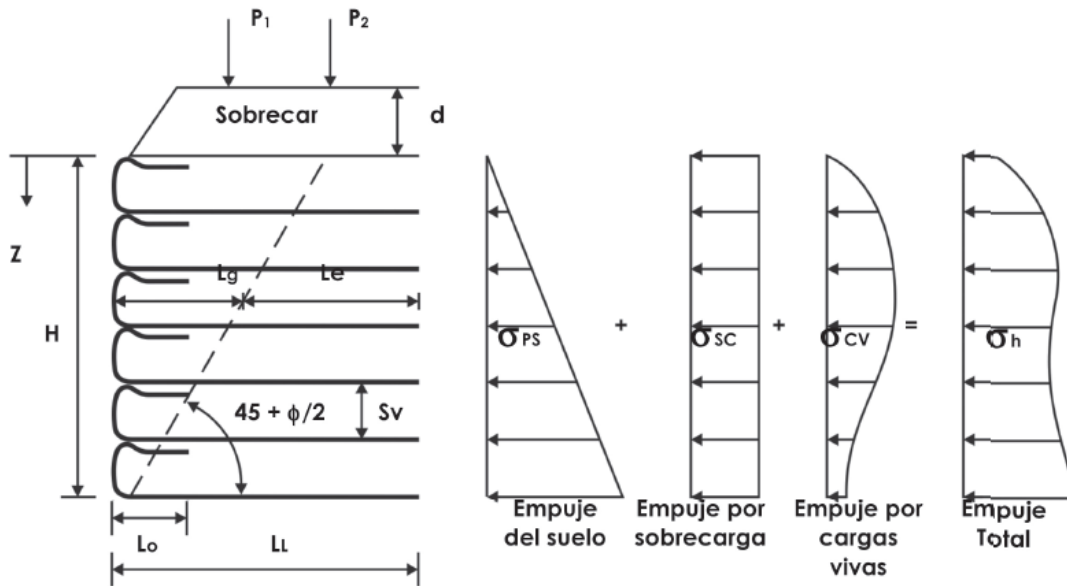


Fig. 5.14 Distribución de esfuerzos verticales en un MSE

Por tanto el factor de seguridad contra la extracción de la tira de refuerzo a cualquier profundidad z es igual:

$$FS_{(P)} = \frac{F_R}{T} = \frac{F^* \sigma_v 2L_e}{(\sigma'_a) S_V S_H} \tag{5.18}$$

Longitud total de Refuerzo

La longitud total de los elementos de refuerzo de un MSE depende del tipo de refuerzo que se coloque, ya sea del tipo extensible o inextensible, que define la superficie de falla que se desarrolla en el muro.

Por lo que la longitud total de los refuerzos a cualquier profundidad es igual a:

$$L = l_r + l_e \quad (5.19)$$

Dónde:

- l_r longitud dentro de la zona de falla de Rankine
- l_e longitud efectiva o longitud dentro de la zona resistente

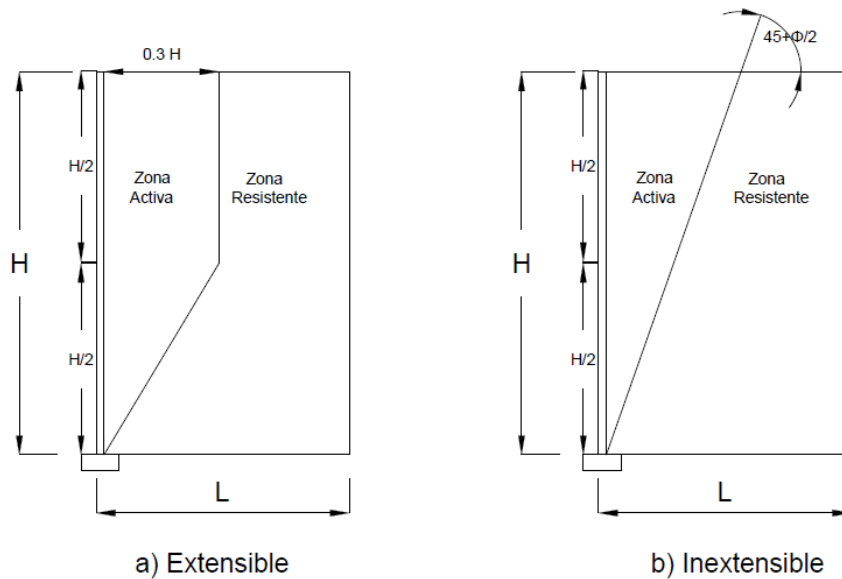


Fig. 5.13 Superficies de Falla de un MSE

En el caso de la longitud de refuerzos inextensibles en la zona activa, su longitud es función de la profundidad a la que se encuentre:

$$l_r = 0.3H \text{ para } 0 \leq H \leq 6 \quad (5.20)$$

$$l_r = 0.6(H - z) \text{ para } h > 6 \quad (5.21)$$

En el caso de la longitud efectiva dentro de la zona resistente, su longitud se define como:

$$l_e = \frac{FS_{(P)}(\sigma'_a)S_V S_H}{F^* \sigma_v 2} \quad (5.22)$$

Dado lo anterior la longitud total de los elementos de refuerzo resulta:

$$L = 0.3H + \frac{FS_{(P)}(\sigma'_a)S_V S_H}{F^* \sigma_v 2} \text{ para } 0 \leq H \leq 6 \quad (5.23)$$

$$L = 0.6(H - z) + \frac{FS_{(P)}(\sigma'_a)S_V S_H}{F^* \sigma_v 2} \text{ para } H > 6 \quad (5.24)$$

Revisión de Estabilidad Externa

El sistema de fuerzas que actúa sobre un muro mecánicamente estabilizado de relleno horizontal y sobrecarga uniformemente repartida en la parte superior del muro, se muestra en la fig. 5.14.

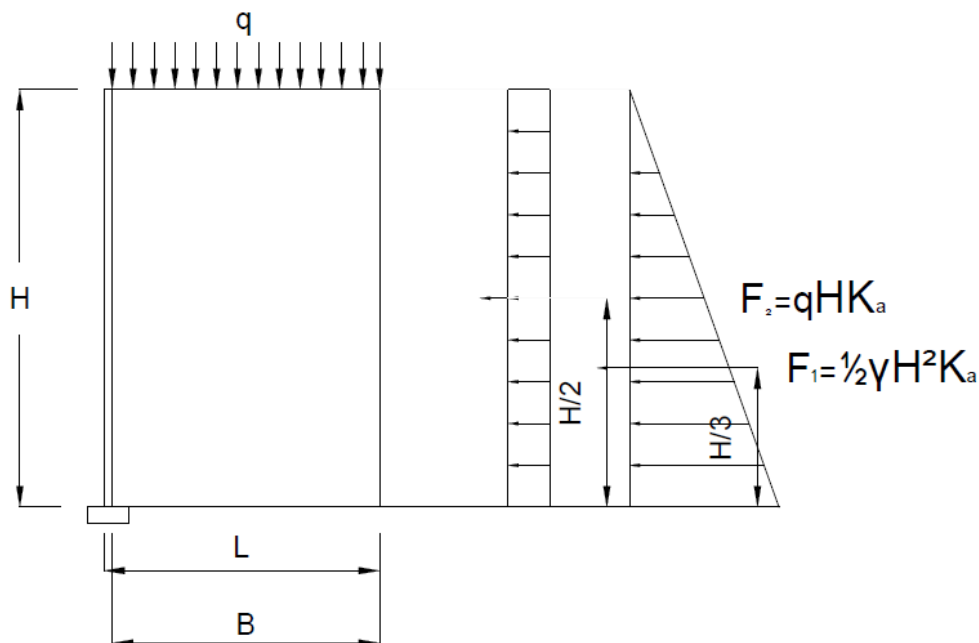


Fig. 5.14 Fuerzas actuantes en un MSE

Revisión contra Volteo

La estabilidad de un muro mecánicamente estabilizado contra el volteo, depende en su totalidad del aporte por peso propio del material de relleno, sin considerar el peso de los paneles de concreto que integran el acabo del mismo.

Por tanto el factor de seguridad contra volteo se define como:

$$FS_{Volteo} = \frac{W_R x_c}{E_a y_{c1} + E_a y_{c2}} > 3 \quad (5.25)$$

Donde

- W_R Peso del material de Relleno
- x_c distancia al centroide del Relleno
- E_a Empuje Activo
- E_q Empuje por Sobrecarga
- $y_{c1} = \frac{1}{3}H$
- $y_{c2} = \frac{1}{2}H$

Revisión por Deslizamiento

La resistencia por fricción que se genera en un área unitaria de base, debe de ser mayor que la suma de fuerzas por empuje activo y sobrecarga, definiéndose así:

$$FS = \frac{(\sum V) * \tan \phi + cb}{E_a + E_q} > 1.5 \quad (5.26)$$

Revisión por Capacidad de Carga

Dado que un muro mecánicamente estabilizado para fines prácticos no se encuentra empotrado en su base la capacidad de carga última se define como:

$$q_u = c'N_c + \frac{1}{2}\gamma_2BN_\gamma \quad (5.27)$$

Donde:

- c' cohesión del suelo de cimentación.
- B ancho de la base
- N_c, N_γ Factores de Capacidad de Carga

Al tener cargas que generan momentos, al igual que el análisis de un muro de concreto reforzado, se aplica el concepto de área reducida, y se verifica que la resultante de las cargas cumpla con la siguiente condición:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_a}{\sum V} < \frac{B}{4}$$

(5.28)

Donde

- $\sum M_R$ Suma de Momentos Resistentes
- $\sum M_a$ Suma de momentos Actuales
- $\sum V$ Suma de fuerzas verticales
- B Ancho de la base

Si cumple con la anterior condición se verifican que el esfuerzo en la base, no exceda la capacidad de carga última del terreno de cimentación.

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B-2e} \quad (5.29)$$

Revisión por Sismo

Los muros mecánicamente estabilizados se han empleado con éxito en zonas sísmicas, y no se han registrado fallas a consecuencia de la acción de temblores.

Para tomar en cuenta su efecto en el análisis de estabilidad externa e interna, Richardson y Lee (1975) propusieron, que la fuerza sísmica era proporcional al producto del peso de la masa limitada por la superficie de falla por el coeficiente sísmico.

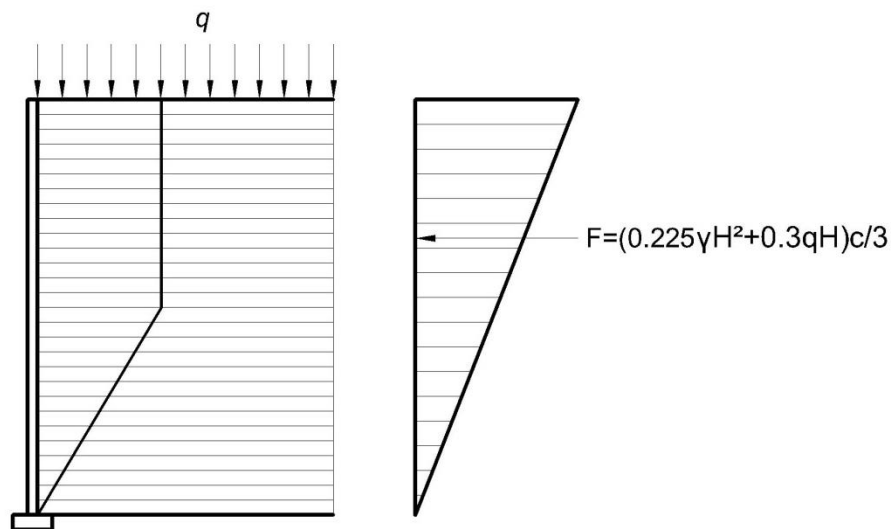


Fig. 5.15 Condición sísmica en un MSE

Por lo tanto, la fuerza sísmica queda definida por:

$$F = \frac{(0.225\gamma H^2 + 0.3qH)c}{3} \quad (5.30)$$

Donde:

- H Altura del muro
- q sobrecarga actuante
- c coeficiente sísmico

Dada esta condición de empuje, se debe de revisar la estabilidad global en el MSE, verificando su estabilidad por volteo, deslizamiento y capacidad de carga, reduciendo los factores de seguridad establecidos en condiciones estáticas.

5.3 Detalles Constructivos

Diversos son los sistemas que podemos encontrar actualmente en el mercado de muros mecánicamente estabilizados, lo cual conlleva a que cada fabricante proporcione materiales con características específicas; sin embargo, a pesar de las particularidades de cada sistema, una tipología común de un MSE se conforma principalmente por los siguientes elementos que se describen a continuación:

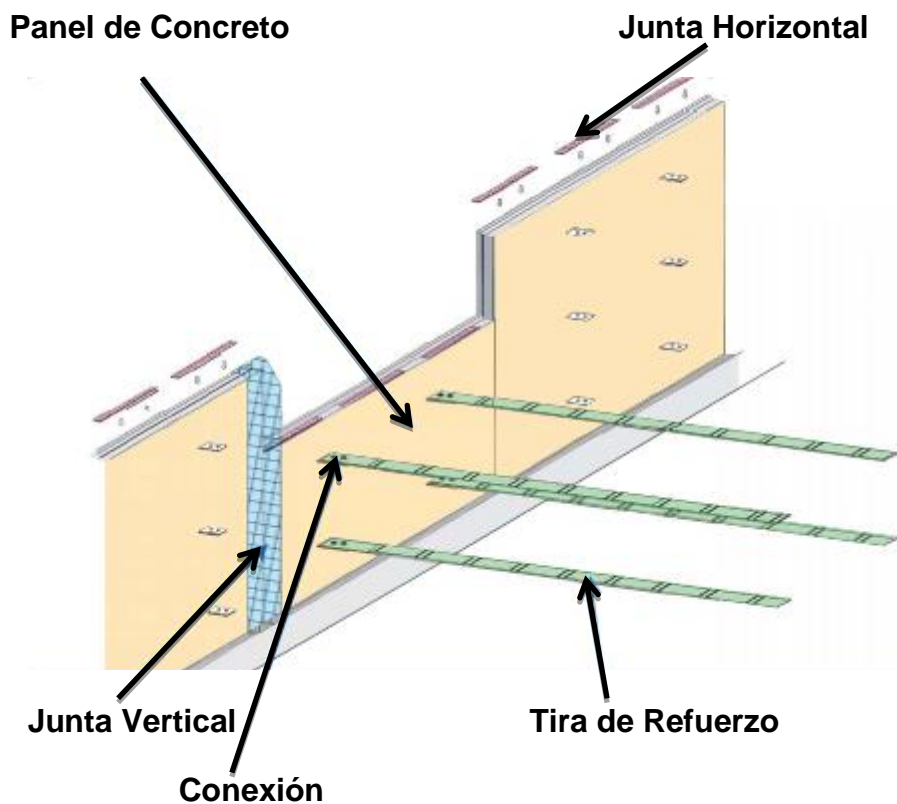


Fig.5.15 Sección tipo de un MSE

Paneles de concreto: Son construidos de concreto con resistencia mínima a la compresión $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$.



Fig. 5.16 Paneles de Concreto

El acero de refuerzo colocado en el panel de concreto no tiene función estructural alguna por lo que únicamente se coloca por efectos de temperatura.



Fig.5.17 Acero de refuerzo por temperatura en el panel de concreto

Tiras de Refuerzo: Son fabricadas de acero de alta adherencia laminados en caliente, con corrugaciones transversales en la cara superior e inferior y esfuerzo de fluencia de $3600 \frac{kg}{cm^2}$.

Para su conexión se emplean tornillos de alta resistencia, rosca parcial grado 5 de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro y de $1\frac{1}{4}$ pulgada, galvanizados en caliente.

Juntas Horizontales. Se colocan neoprenos en la parte superior del panel del concreto para dar la holgura necesaria que permita absorber los asentamientos diferenciales que pudiesen ocurrir.



Fig.5.18 Neoprenos colocados en el panel de concreto

Juntas Verticales. Permiten el drenaje del muro sin dejar pasar los finos, evitando la saturación del relleno.



Fig. 5.19 Espuma de poliuretano

Equipo necesario para el habilitado de un MSE

A continuación se enlista el equipo necesario propuesto por Tierra Armada, para el habilitado de un Muro Mecánicamente Estabilizado, el cual, no necesariamente es obligatorio tenerlo en obra, ya que muchos se sujetan a la disponibilidad de equipo en sitio.

1. **Eslinga o gancho para descarga de paneles de concreto:** permite el isaje de los paneles de concreto hacia el lugar de almacenamiento, los cuales tienen un peso aproximado de 1 tonelada.

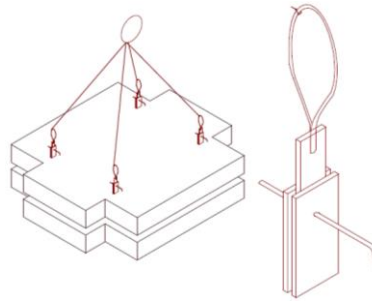


Fig. 5.20 Eslinga de Descarga

2. **Eslinga de Montaje:** Es utilizada para llevar acabo el montaje de los paneles de concreto que conformarán el paramento del muro de tierra armada.

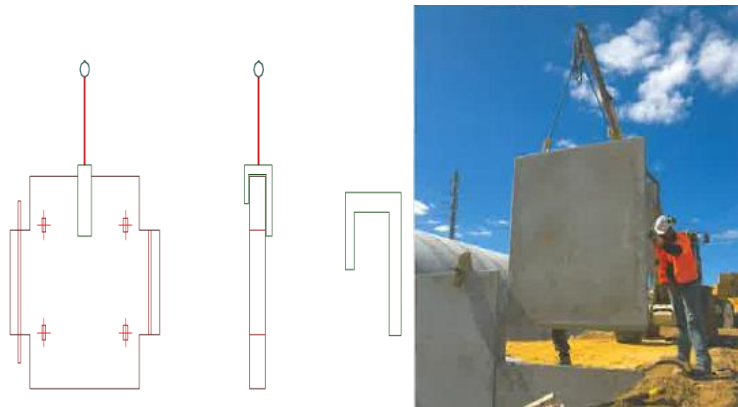


Fig. 5.21 Eslinga de Montaje

3. **Pernos de Rigidización:** Comúnmente llamados sargentos, su función principal es servir de elemento temporal para garantizar la vertical de los paneles al ir construyendo el muro.



Fig. 5. 22 Pernos de Rigidización de Paneles de Concreto o Sargentos

Recomendaciones de Descarga y acopio de elementos de un MSE

Para evitar daños en el galvanizado del refuerzo, es recomendable colocar los elementos de refuerzo en bases de madera protegiéndolos del contacto con el agua, sobre todo cuando el periodo de almacenamiento pueda ser prolongado.

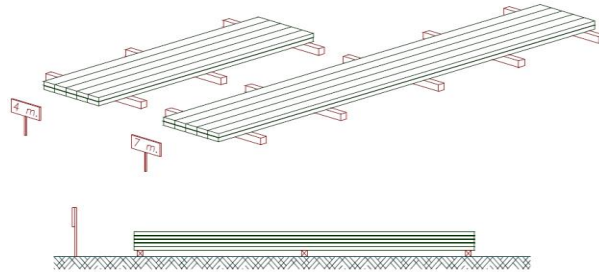


Fig. 5.23 Recomendación de acopio de Elementos de Refuerzo por parte del proveedor.

Acopio de Paneles de Concreto

La superficie de un panel de concreto es de 2.25 m^2 y su peso aproximado es de 750 kg, es recomendable alojar los paneles de concreto apilados, para evitar daños en los conectores.



Fig. 5.24 Acopio de los Paneles de Concreto en obra

Operaciones de Montaje

Dala de desplante

La cadena de desplante tiene como misión exclusiva obtener una superficie nivelada y lisa que facilite el apoyo y montaje de la primera fila de paneles de concreto. Se construye de concreto simple sin armado, usualmente de 100 a 150 kg/cm^2 , de dimensiones mínimas de 0.30 m de ancho y 0.20 m de altura.

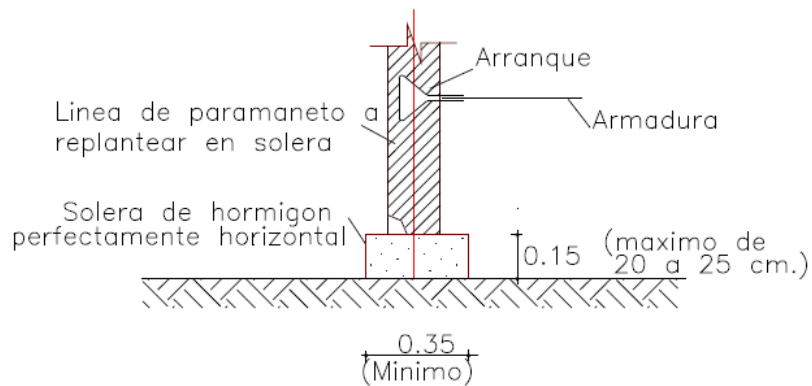


Fig. 5.25 Dala de desplante

Conformación del Terraplén y Colocación de Elementos de Refuerzo

Una vez colocados y apuntalados los paneles de concreto de la primera fila y rigidizados con los pernos necesarios, se procederá al terraplenado y compactado del material.



Fig. 5.26 Descarga y extendido de material de relleno

El relleno será ejecutado en capas de 0.30 m de espesor como máximo compactadas al 95% de su PVSM.

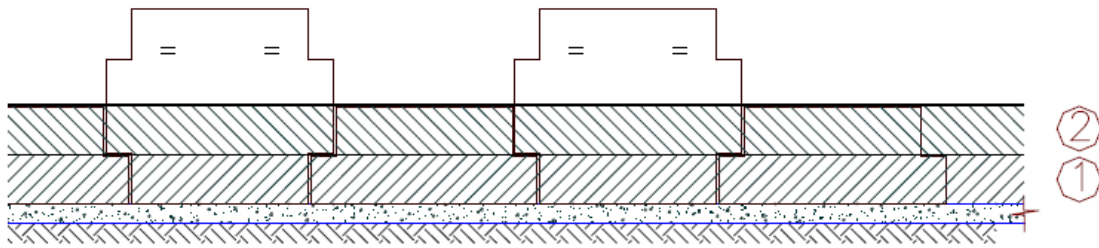


Fig. 5.27 Conformación del terraplén por capas

Para evitar desplomes en los paneles del muro, es conveniente limitar el uso de compactadores pesados a una distancia de 0.50 a 1.00 m del paramento del muro, compactandola con equipos menores ya sea con rodillos pequeños o bailarinas, tal y como se muestra en la fig. 5.28.

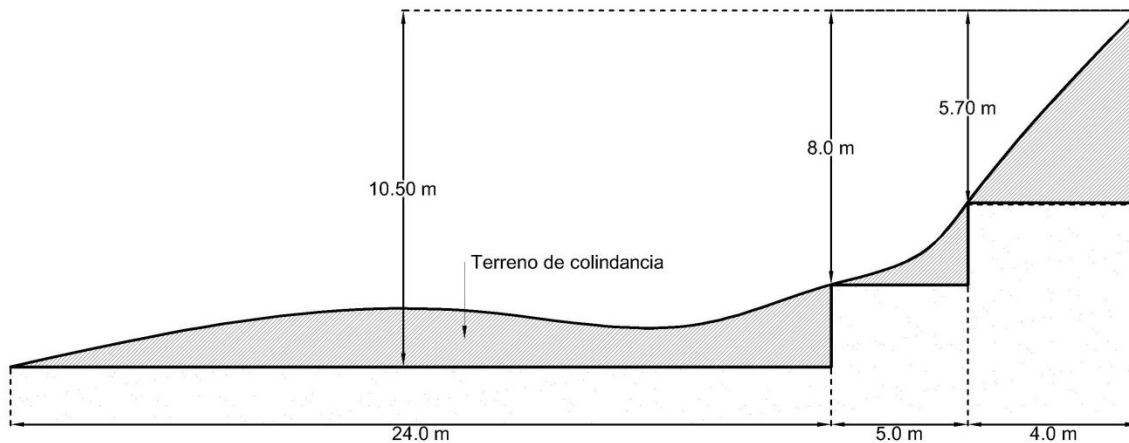


Fig.5.28 Compactación del relleno con Bailarina y Rodillo Liso Vibratorio

CAPÍTULO 6 COMPARACIÓN “MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO VS TIERRA ARMADA”

6.1 Diseño de muro de concreto reforzado en con contrafuertes

Con base en la topografía de la colindancia poniente, es necesario proyectar tres secciones de muro distintas que se adecuen al escalonamiento existente en dicha colindancia, siendo el primer desnivel de 5.70 m con una longitud de 5 metros, el siguiente desnivel tiene una altura de 8.0 m con una longitud de 4 m y el desnivel en su sección máxima es de 10.5 m con una longitud de 24 m.



Datos de proyecto

Propiedades del material de Relleno

Peso Volumétrico $\gamma_r = 1.70 \frac{T}{m^3}$

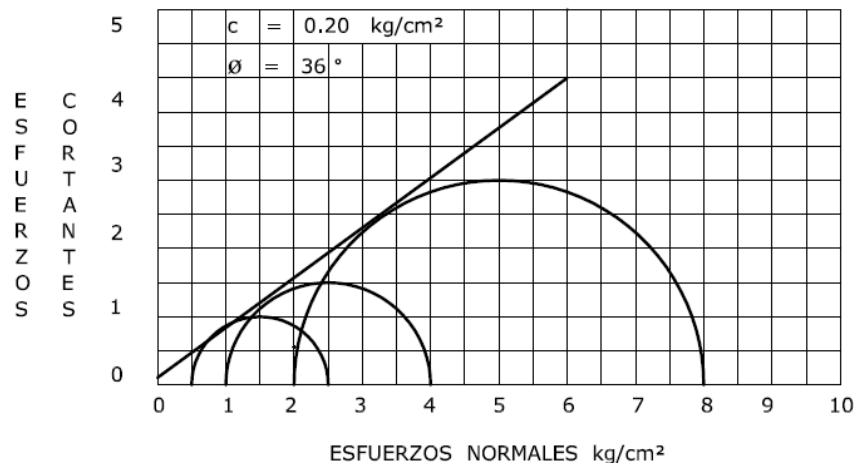
Ángulo de fricción interna $\phi = 34^\circ$

Cohesión $c = 2.0 \frac{T}{m^2}$

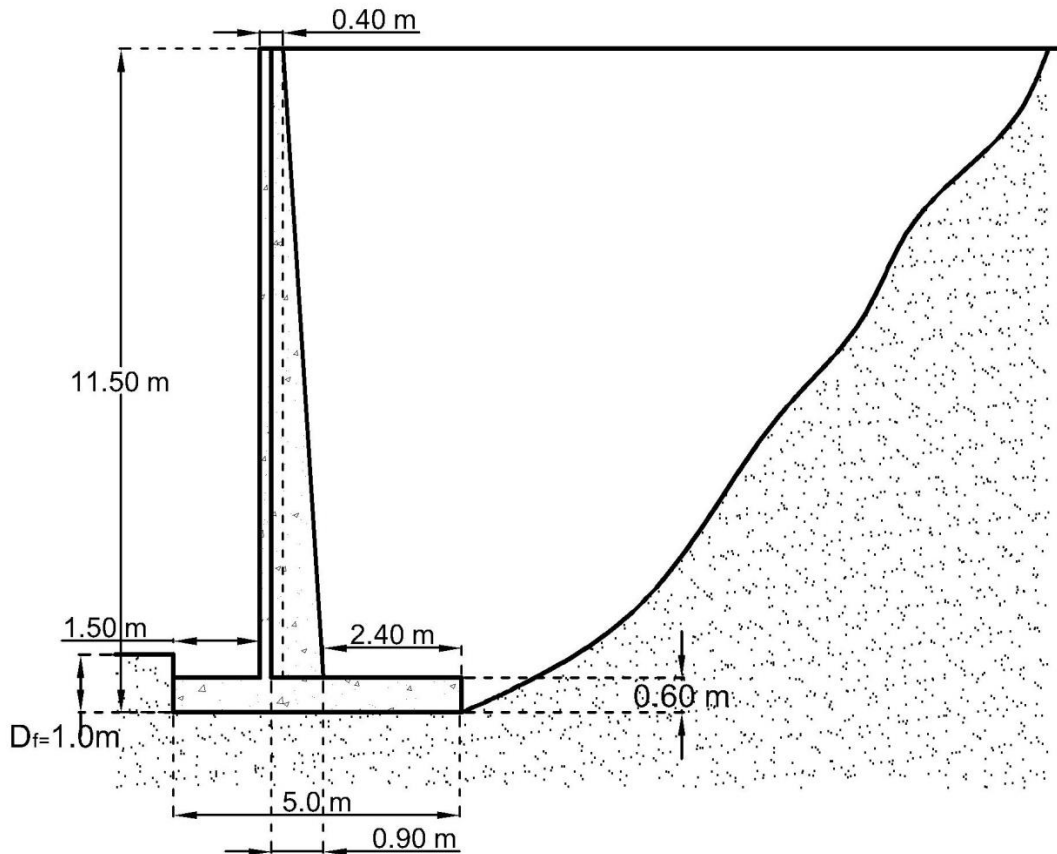
Parámetros de resistencia del suelo de cimentación

A partir de las muestras cúbicas obtenidas, se efectuaron pruebas de triaxiales consolidadas drenada o comúnmente conocida como triaxial consolidada rápida, en probetas de suelo que se sometieron a diferentes presiones de confinamiento, tratando de representar las condiciones de carga a las que estará sujeto el estrato que representan, a causa de los esfuerzos inducidos por la estructura a construirse.

Peso Volumétrico $\gamma = 1.57 \frac{T}{m^3}$



Sección propuesta del muro de contención



Cálculo del Coeficiente Activo de Rankine:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{34}{2} \right) = 0.283$$

Determinación de la distribución de esfuerzos actuantes en el muro

$$\sigma_a = \left(\frac{1}{2} \gamma_r z k_a - 2cz\sqrt{k_a} \right)$$

$$\sigma_{a,z=0} = (-2(2)(\sqrt{0.283})) = -2.13 \frac{T}{m^2}$$

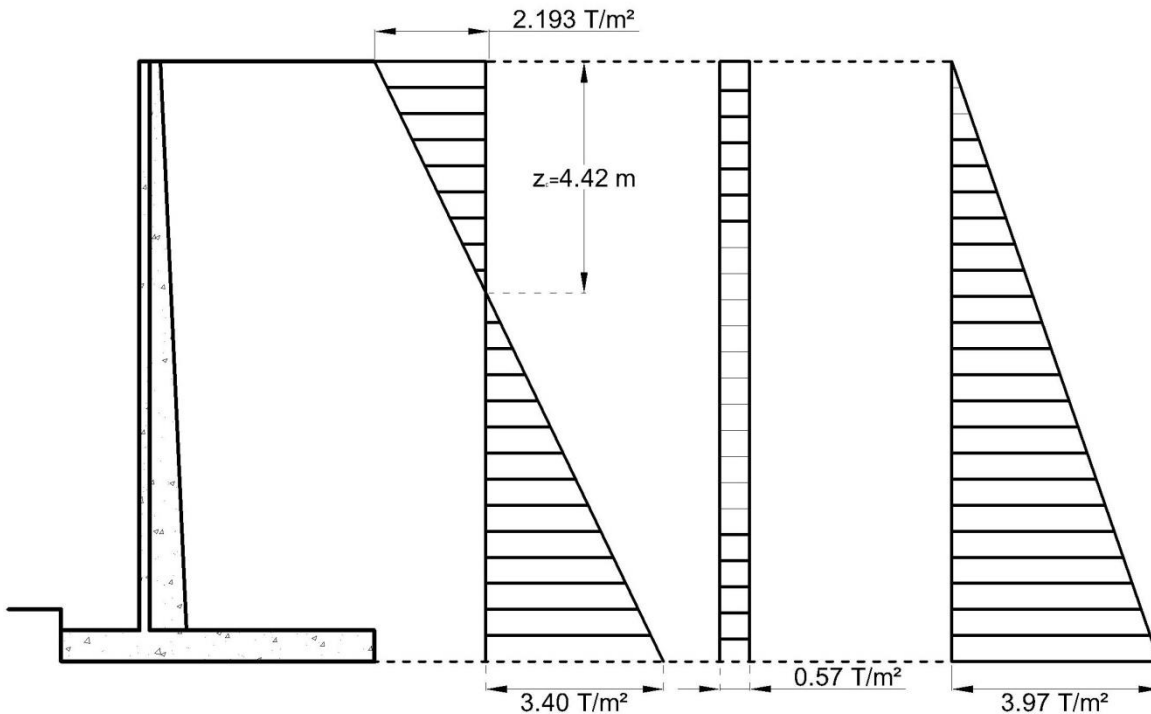
$$\sigma_{a,z=11.5} = ((1.70)(11.50)(0.283)) - (2(2)(\sqrt{0.283})) = 3.40 \frac{T}{m^2}$$

Determinación del esfuerzo actuante por sobrecarga

$$\sigma_q = k_a q = 2 \times 0.288 = 0.57 \frac{T}{m^2}$$

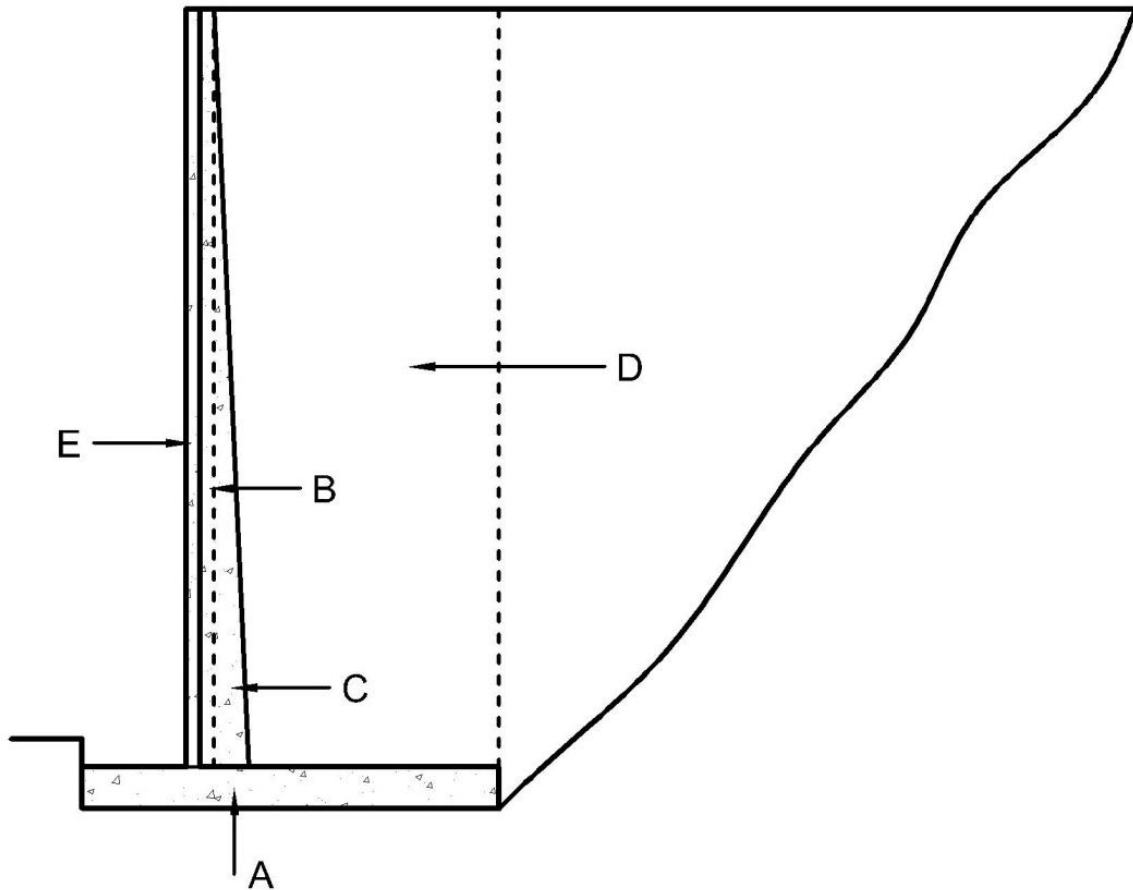
Cálculo del empuje activo de Rankine

Con base en el cálculo la distribución de esfuerzos en el muro, podemos observar que hay un zona que se encuentra bajo tensión, lo cual es característico de materiales con cohesión, sin embargo, para el cálculo del empuje activo en el muro, para fines prácticos, se considera una distribución triangular, anulando el esfuerzo máximo de tensión en la corona del muro.



Cálculo del empuje activo Rankine

$$P_a = 0.5 \times 3.97 \times 11.5 = 22.83 \frac{T}{m}$$

Determinación de las fuerzas resistentes**Cálculo del peso propio del Muro:****Cálculo del peso del muro**

Sección	Dimensiones		Área m ²	Pesos Ton/m
	Base m	Altura m		
	Base	5.00		
Corona	0.20	10.90	2.18	5.23
Ampliación	0.70	10.90	3.82	9.16
Pantalla	0.20	10.90	2.18	5.23
Total			11.18	26.82

Cálculo del centroide del muro

Sección	$x_{\text{centroidal}}$	Área	$x_{\text{cent}} \times \text{AREA}$
Base	2.50	3.00	7.50
Corona	1.70	2.18	3.71
Ampliación	2.37	3.82	9.03
Pantalla	1.60	2.18	3.49
Suma		11.18	23.72

$$X_c = \frac{\sum x_c \times A}{A_t} = \frac{23.72}{11.18} = 2.23 \text{ [m]}$$

Cálculo del peso del material de relleno:

Sección	Dimensiones		Área	Pesos
	Base	Altura		
	m	m	m ²	Ton
D	2.40	10.90	26.16	44.47
F	0.70	10.90	3.82	6.49
			Total	50.96

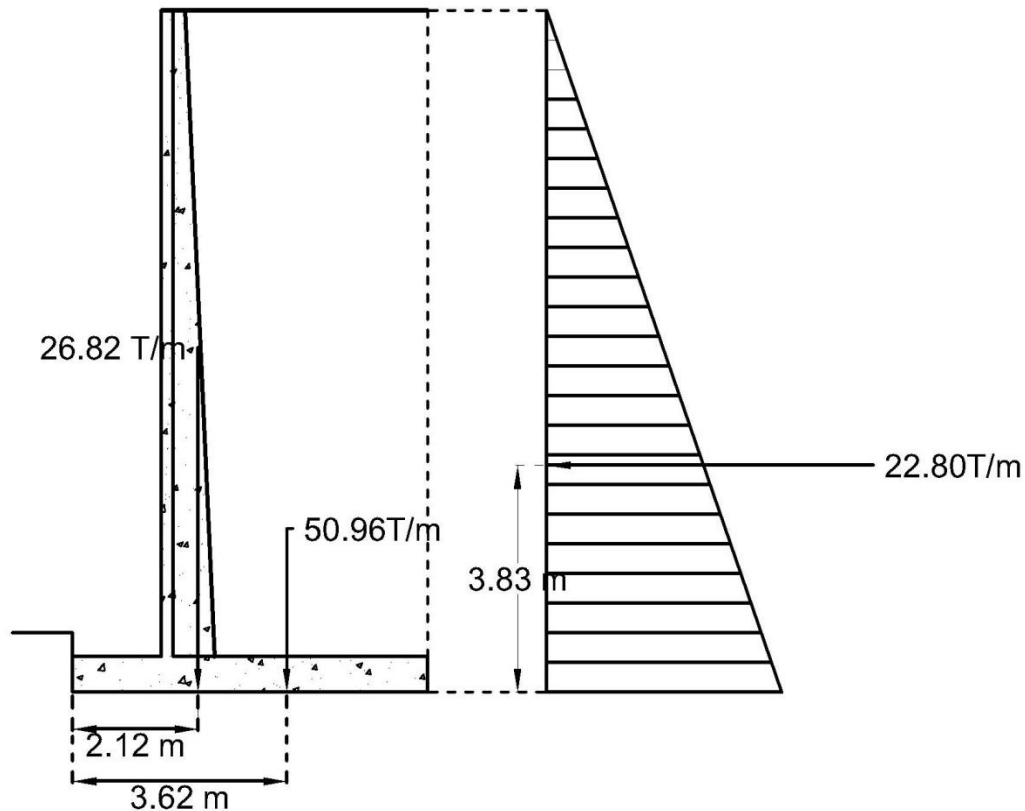
Cálculo del centroide del muro

Sección	$x_{\text{centroidal}}$	Área	$x_{\text{cent}} \times \text{Área}$
D	3.80	26.16	99.41
F	2.37	3.82	9.03
Suma		29.98	108.44

$$X_R = \frac{\sum x_c \times A}{A_t} = \frac{108.44}{29.98} = 3.62 \text{ [m]}$$

Revisión por Volteo

Conocidas las fuerzas actuantes y resistentes en el muro de contención, se revisará el factor de seguridad por volteo, con base en las fuerzas concentradas en cada uno de los casos y haciendo sumatoria de momentos con respecto a la punta del muro.



$$FS = \frac{(26.82 \times 2.12) + (50.96 \times 3.62)}{\left(22.80 \times \frac{11.5}{3}\right)}$$

$$FS = \frac{241.28}{87.51} = 2.76 \geq 2$$

Si cumple con el FS mínimo contra volteo.

Revisión por deslizamiento

Cálculo del Factor de Seguridad por deslizamiento considerando un grado moderado de incertidumbre

El factor de seguridad que aquí se obtiene, parte de considerar el desarrollo total de las propiedades de resistencia del suelo de cimentación.

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{((26.82 + 50.96)\tan(36)) + 5.0(2)}{22.80}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{((77.80)\tan(36)) + 10}{22.80}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{66.51}{22.80} = 2.91 > 1.5$$

Si cumple con el factor de seguridad mínimo

Cálculo del Factor de Seguridad por deslizamiento considerando un grado alto de incertidumbre

Considera que no se desarrolla el total de resistencia al esfuerzo cortante en la base de la cimentación, considerando un aporte de 2/3 de su resistencia.

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\left((26.82 + 50.96) \times \tan\left(36\left(\frac{2}{3}\right)\right) \right) + 5.0\left(2\left(\frac{2}{3}\right)\right)}{(22.80)}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{((77.80) \times \tan(24) + 5.0\left(\frac{4}{3}\right))}{(22.80)}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{41.32}{22.80} = 1.80 > 1.5$$

Revisión por Capacidad de Carga

Determinación de la distribución de esfuerzos en la base del muro:

Cálculo de la excentricidad de la resultante en la base

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

$$e = \frac{5.0}{2} - \frac{153.77}{77.80} = 0.52$$

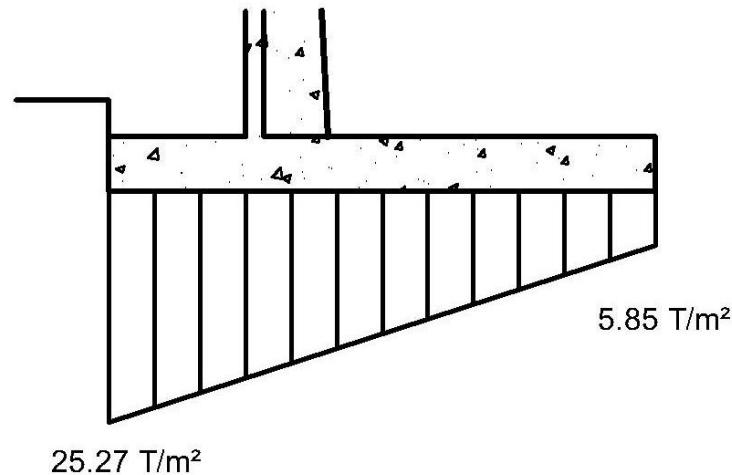
$$\frac{B}{6} = \frac{5.0}{6} = 0.83$$

$$0.52 < 0.83$$

Cálculo del esfuerzo máximo en su base

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{77.80}{5} \left(1 + \frac{6(0.52)}{5}\right) = 25.27 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{77.80}{5} \left(1 - \frac{6(0.52)}{5}\right) = 5.85 \frac{T}{m^2}$$

**Cálculo de la Capacidad de Carga Última****Cálculo de los Factores de capacidad de carga Meyerhof**

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{36}{2}\right) e^{\pi \tan 36} = 3.8518 \times 9.80 = 37.74$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan(\phi)} = \frac{(37.74 - 1)}{\tan(36)} = 50.56$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi = 2(37.74 + 1)\tan(36) = 56.29$$

Cálculo de Factores de forma De Beer (1970)

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B'}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{3.96}{24}\right) \left(\frac{37.74}{50.56}\right) = 1.12$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L}\right) \tan\phi = 1 + \left(\frac{3.96}{24}\right) \tan(36) = 1.12$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{3.96}{24}\right) = 0.93$$

Cálculo de Factores de Profundidad Hansen (1970)

$$\left(\frac{D_f}{B'}\right) = \left(\frac{1}{3.96}\right) = 0.25$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.4 \left(\frac{1}{5}\right) = 1.08$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1.04$$

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

Cálculo de los Factores de Inclinación Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

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

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right) = 1$$

Cálculo de la resistencia última

$$q_u = cN_c F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Sustituyendo cada miembro de la ecuación:

$$cN_c F_{cd} F_{ci} = (2 \times 50.56 \times 1.08 \times 1) = 109.20 \frac{T}{m^2}$$

$$\gamma D_f N_q F_{qd} F_{qi} = (1.7 \times 1.0 \times 37.74 \times 1.04 \times 1) = 66.72 \frac{T}{m^2}$$

$$\frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} = \frac{1}{2} 1.7 \times 3.96 \times 56.29 \times 1 \times 1 = 189.5 \frac{T}{m^2}$$

$$q_u = 365.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Pasa por capacidad de carga.

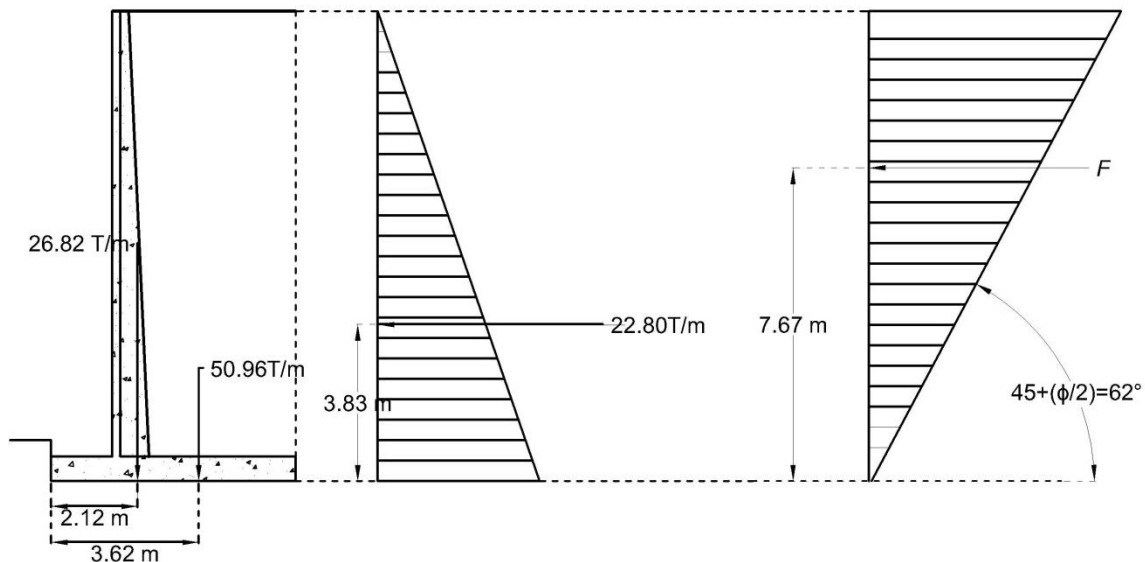
Revisión por sismo

Para el cálculo de la fuerza sísmica se propone una superficie de falla correspondiente al plano de falla de Coulomb.

Cálculo de la fuerza sísmica

$$W = \frac{H^2 \text{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2} \times \gamma_R = \frac{11.5^2 \times \text{tg}(28)}{2} \times 1.70 = 59.77 \frac{T}{m}$$

$$F = \frac{59.77 \times 0.16}{3} = 3.18 \frac{T}{m}$$



Revisión del factor de seguridad por volteo

$$FS = \frac{(26.82 \times 2.12) + (50.96 \times 3.62)}{\left(22.80 \times \frac{11.5}{3} \right) + \left(3.18 \times \left(\frac{2}{3} \times 11.5 \right) \right)}$$

$$FS = \frac{241.28}{111.85} = 2.16 \geq 1.5$$

Cumple con el factor de seguridad mínimo.

Cálculo del factor de seguridad por deslizamiento

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{((26.82 + 50.96)\tan(36)) + 5.0(2)}{22.80 + 3.18}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{((77.80)\tan(36)) + 10}{22.80 + 3.18}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{66.51}{25.98} = 2.89 > 1.5$$

Si cumple con el factor de seguridad mínimo.

Revisión del factor de seguridad por capacidad de carga

Cálculo de la Excentricidad de la Resultante:

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

$$e = \frac{5.0}{2} - \frac{129.43}{77.80} = 0.836$$

$$\frac{B}{6} = \frac{5}{6} = 0.83$$

$$0.83 = 0.83$$

Determinación de la distribución de esfuerzos en la base del muro:

$$q_{max} = \frac{2P}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)} = 26.21 \frac{T}{m^2}$$

Pasa por capacidad de carga en condiciones dinámicas.

Diseño estructural del muro con contrafuertes

Para concluir el diseño del muro de contención, es necesario llevar a cabo su diseño estructural para determinar la cuantía de acero necesario para resistir la flexión y el cortante a los cuales está sometido.

Dado que los elementos que resistirán la flexión en el muro son los contrafuertes, es necesario multiplicar los elementos mecánicos de la sección que trabaja en voladizo por el área tributaria de estos, que en este caso es la separación económica, la cual se fijó en tres metros.

Elementos mecánicos en condiciones estáticas

Momento flexionante

$$M = S \left(\frac{22.83H^3}{3(11.50^2)} \right) = 0.17263H^3$$

Cortante

$$V = S \left(\frac{22.83H^2}{11.50^2} \right) = 0.518H^2$$

H	Mu	Vu
M	Tonm	Ton
0.00	0.00	0.00
1.00	0.24	0.72
2.00	1.93	2.90
3.00	6.52	6.52
4.00	15.45	11.59
5.00	30.17	18.10
6.00	52.14	26.07
7.00	82.80	35.48
8.00	123.59	46.35
9.00	175.97	58.66
10.00	241.39	72.42
10.90	312.61	86.04

Cálculo de elementos mecánicos bajo carga sísmica

Elementos mecánicos bajo carga sísmica

Momento flexionante

$$M = 0.17263H^3 + S(F(X - 3.833))$$

Cortante para $H < 3.83$ m

$$V = 0.518H^2$$

Cortante para $H > 3.83$ m

$$V = 0.518H^2 + 3(F)$$

H	Mu	Vu
m	Tonm	Ton
0.00	0.00	10.52
1.00	10.71	11.09
2.00	22.56	12.80
3.00	36.68	15.64
4.00	54.22	19.62
5.00	76.31	24.74
6.00	104.09	31.00
7.00	138.69	38.40
8.00	181.26	46.93
9.00	232.94	56.61
10.00	294.86	67.42
10.90	360.28	78.12

Con base en resultados los elementos a flexión se deben de diseñar por condiciones estáticas.

Cálculo del acero por flexión en la sección crítica de empotramiento

Cálculo de constantes de diseño

Peralte	h	120	cm
Peralte efectivo	d	115	cm
recubrimiento	r	5	cm
Áncho	b	90	cm

Cálculo del acero de tensión

$$A_s = \frac{bdf''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_U}{FRbd^2f''c}} \right]$$

Sustituyendo

$$A_s = \frac{70 \times 115 \times 170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 31200000}{0.9 \times 70 \times 115^2 \times 170}} \right] = 82.31 \text{ cm}^2$$

Por lo que es necesario colocar 8 varillas de 1-1/2 a cada 9 cm, en la cara sujeta a flexión.

Para efectos por temperatura se colocara en el lecho superior el área de acero mínimo.

H	d	Mu	Asnecesario	Asmin
m	cm	Tm	cm ²	cm ²
0.00	20	0.00	4	3.69
1.00	29	0.24	5	5.38
2.00	38	1.93	7	7.07
3.00	48	6.52	9	8.77
4.00	57	15.45	10	10.46
5.00	66	30.17	14	12.15
6.00	75	52.14	21	13.84
7.00	84	82.80	30	15.54
8.00	93	123.59	40	17.23
9.00	103	175.97	53	18.92
10.00	112	241.39	67	20.61
10.90	120	312.61	82	22.14

Cálculo del porcentaje de acero en la sección crítica

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{140.91}{90 \times 70} = 0.022$$

Revisión por cortante

Conforme los cálculos realizados el cortante último en el empotramiento es igual a:

$$V_U = 86 \text{ ton}$$

Cálculo de la resistencia del concreto al cortante

Si el porcentaje de acero $0.016 < 0.015$

$$v_{CR} = (0.5FRbd\sqrt{f^*c})(1 - 0.0004(h - 700))$$

$$v_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 70 \times 85 \times \sqrt{200} \times (1 - 0.0004(900 - 700))$$

$$v_{CR} = 30.96 \text{ ton}$$

Dado que el cortante resistente del concreto es menor que el cortante último, se deben de colocar estribos, la separación se calcula, con las expresiones siguientes, rigiendo la menor.

$$s = \frac{FRA_V f_y d}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 5.7 \times 4200 \times 85}{(86000 - 28548)} = 30 \text{ cm}$$

$$s = \frac{FRA_V f_y}{3.5b} = \frac{0.8 \times 5.7 \times 4200}{3.5 \times 100} = 78 \text{ cm}$$

$$s = \frac{d}{2} = \frac{85}{2} = 42$$

Rige la separación mínima de 30 cm

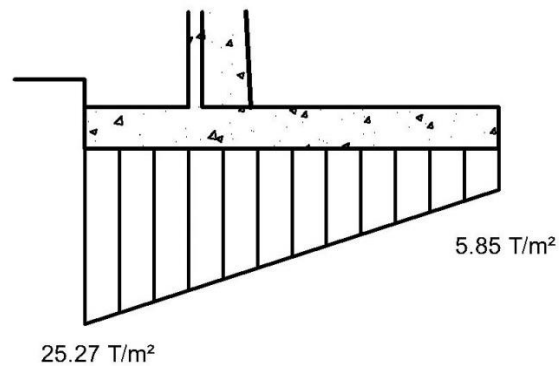
A continuación se presentan la tabla de resultados que muestran la separación mínima de los estribos que se deben colocar en cada nivel en cada sección.

Vu	Vcrc	s
kg	kg	
0.00	7919.60	10
724.17	10462.59	13
2896.66	13005.57	16
6517.49	15548.56	20
11586.65	18091.55	23
18104.14	20634.54	26
26069.96	23177.53	29
35484.11	25720.52	32
46346.60	27132.97	36
58657.41	28341.98	39
72416.56	29347.55	39
86038.12	30078.63	32

Diseño de la zapata del muro

Para el cálculo del área necesaria por flexión de la zapata, es necesario calcular los elementos mecánicos en las secciones críticas bajo las distribuciones de esfuerzo bajo condiciones estáticas y dinámicas.

La distribución de esfuerzos en la base bajo condiciones estáticas se muestra a continuación.



Calculo de esfuerzos máximo y mínimo en la punta del muro:

$$q_{max} = 25.27 - (2.4 \times 0.6) = 23.83 \frac{T}{m^2}$$

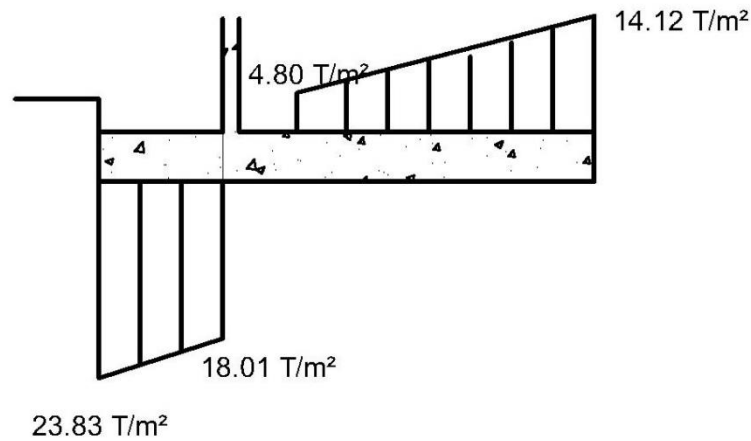
$$q_{min} = 19.44 - (2.4 \times 0.6) = 18.01 \frac{T}{m^2}$$

Calculo de esfuerzos máximo y mínimo en el talón del muro:

$$q_{max} = 15.17 - (2.4 \times 0.6) - (10.9 \times 1.7) = -4.80 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{min} = 5.85 - (2.4 \times 0.6) - (10.9 \times 1.7) = -14.12 \frac{T}{m^2}$$

Dados los cálculos anteriores, la distribución de presiones netas, es igual a:



Con base en dicha distribución de esfuerzos, los elementos mecánicos obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

	qmax	qmin	Vu	Mu
punta	23.85	18.01	43.96	34.50
talon	4.80	14.15	31.85	44.50

	qmax	qmin	Vu	Mu
punta	24.77	15.97	33.61	27.02
talon	7.34	19.97	36.05	49.93

Cálculo del acero de tensión punta

$$A_s = \frac{100 \times 60 \times 170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3450000}{0.9 \times 100 \times 60^2 \times 170}} \right] = 15.72 \text{ cm}^2$$

Se deben de colocar 3 varillas del No. 8 a cada 30 cm.

Cálculo del acero de tensión talon

$$A_s = \frac{100 \times 60 \times 170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4993000}{0.9 \times 100 \times 60^2 \times 170}} \right] = 11.28 \text{ cm}^2$$

Se deben de colocar 4 varillas del No. 7 a cada 25 cm.

Revisión por cortante

El cortante que será capaz de resistir el concreto es igual:

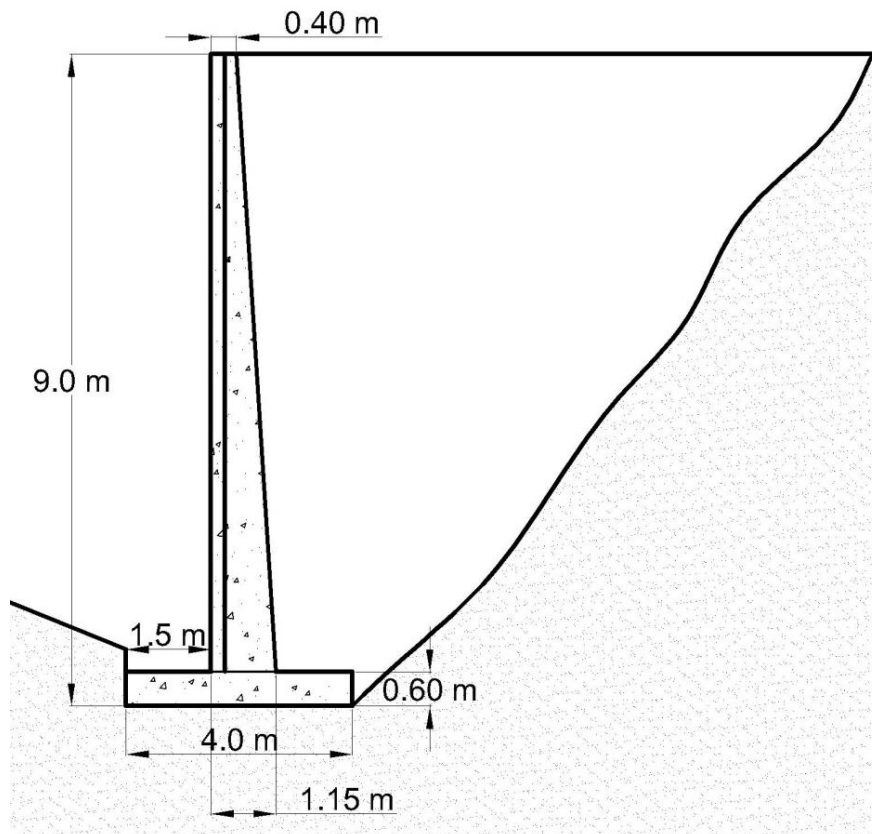
$$v_{CR} = (1.5FRbd\sqrt{f^*c})$$

$$v_{CR} = 1.5 \times 0.8 \times 100 \times 55 \times \sqrt{200}$$

$$v_{CR} = 62.22 \text{ ton} > 43.96 \text{ Ton}$$

En el caso de la zapata, la revisión por penetración no se realiza, ya que la zapata trabaja como una zapata corrida.

Sección propuesta $\Delta H= 8 \text{ m}$



Análisis Estático

FS _{Volteo}	2.845	>	2.00
FS _{deslizamiento}	2.785	>	1.50
FS _{critico}	1.75	>	1.50

Esfuerzos en la base

q _{max}	16.85	T/m ²
q _{min}	6.09	T/m ²

Análisis Dinámico

FS _{critico}	1.54	>	1.50
FS _{volteo}	2.224	>	2.00
FS _{deslizamiento}	2.444	>	1.50

Esfuerzos en la base

qmax	21.24	T/m ²
qmin	1.69	T/m ²

Elementos mecánicos en condiciones estáticas Momento flexionante

$$M = S \left(\frac{13.895H^3}{3(9^2)} \right) = 0.171H^3$$

Cortante

$$V = S \left(\frac{13.895H^2}{9.0^2} \right) = 0.850H^2$$

Elementos mecánicos bajo carga sísmica**Momento flexionante**

$$M = 0.282H^3 + S(F(H - 3))$$

Cortante para H < 3.0 m

$$V = 0.850H^2$$

Cortante para H > 3.83 m

$$V = 0.850H^2 + 3(F)$$

H	d	Mu	Vu
m	m		
0.00	20.00	0.00	0.00
1.00	28.14	0.24	0.72
2.00	36.28	1.93	2.90
3.00	44.42	6.52	6.52
4.00	52.56	15.46	11.60
5.00	60.70	30.20	18.12
6.00	68.84	52.19	26.10
7.00	76.98	82.88	35.52
8.00	85.12	123.71	46.39
8.60	90.00	153.69	53.61

Cálculo de elementos mecánicos bajo carga sísmica

H	Mu	Vu
m		
0.00	0.00	0.00
1.00	0.19	0.57
2.00	1.52	2.28
3.00	5.13	11.57
4.00	18.59	15.56
5.00	36.62	20.68
6.00	60.34	26.95
7.00	90.89	34.35
8.00	129.42	42.89
9.00	159.41	48.57

Con base en resultados los elementos a flexión se deben de diseñar por condiciones estáticas

H	d	Mu	Vu	Asmin	Asnece
m	m				
0.00	20.00	0.00	0.00	3.69	3.69
1.00	28.14	0.24	0.72	5.19	5.19
2.00	36.28	1.93	2.90	6.69	6.69
3.00	44.42	6.52	6.52	8.19	8.19
4.00	52.56	15.46	11.60	9.70	9.70
5.00	60.70	30.20	18.12	11.20	15.07
6.00	68.84	52.19	26.10	12.70	23.10
7.00	76.98	82.88	35.52	14.20	33.16
8.00	85.12	123.71	46.39	15.70	45.39
8.60	90.00	153.69	53.61	16.60	53.86

Se colocaran 6 varillas de 1 ½ en el empotramiento a cada 8 cm.

Revisión por cortante

H	Vu	Vcr	S
m	kg	Kg	Cm
0.00	0.00	7919.60	10.00
1.00	724.89	11142.69	14.07
2.00	2899.55	14365.78	18.14
3.00	6523.99	17588.87	22.21

4.00	11598.21	20811.96	26.28
5.00	18122.20	24035.05	30.35
6.00	26095.96	27258.14	34.42
7.00	35519.50	30481.24	38.49
8.00	46392.82	33704.33	42.56
8.60	53612.70	35638.18	45.00

Diseño por flexión de la zapata

Con base en dicha distribución de esfuerzos, los elementos mecánicos obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

Esfuerzos en la base bajo condiciones estáticas

	qmax	qmin	Vu	Mu
punta	15.41	11.37	28.12	22.15
talón	5.87	9.63	15.19	11.50

Esfuerzos en la base bajo condiciones dinámicas

	qmax	qmin	Vu	Mu
punta	19.80	12.47	26.63	21.48
talón	2.68	14.03	12.87	11.04

Dados los resultados, se diseña para la condición máxima.

Cálculo del acero de tensión punta

$$A_s = \frac{100 \times 55 \times 170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 22150000}{0.9 \times 100 \times 55^2 \times 170}} \right] = 11 \text{ cm}^2$$

Se deben de colocar 3 varillas del No. 8 a cada 30 cm.

Revisión por cortante

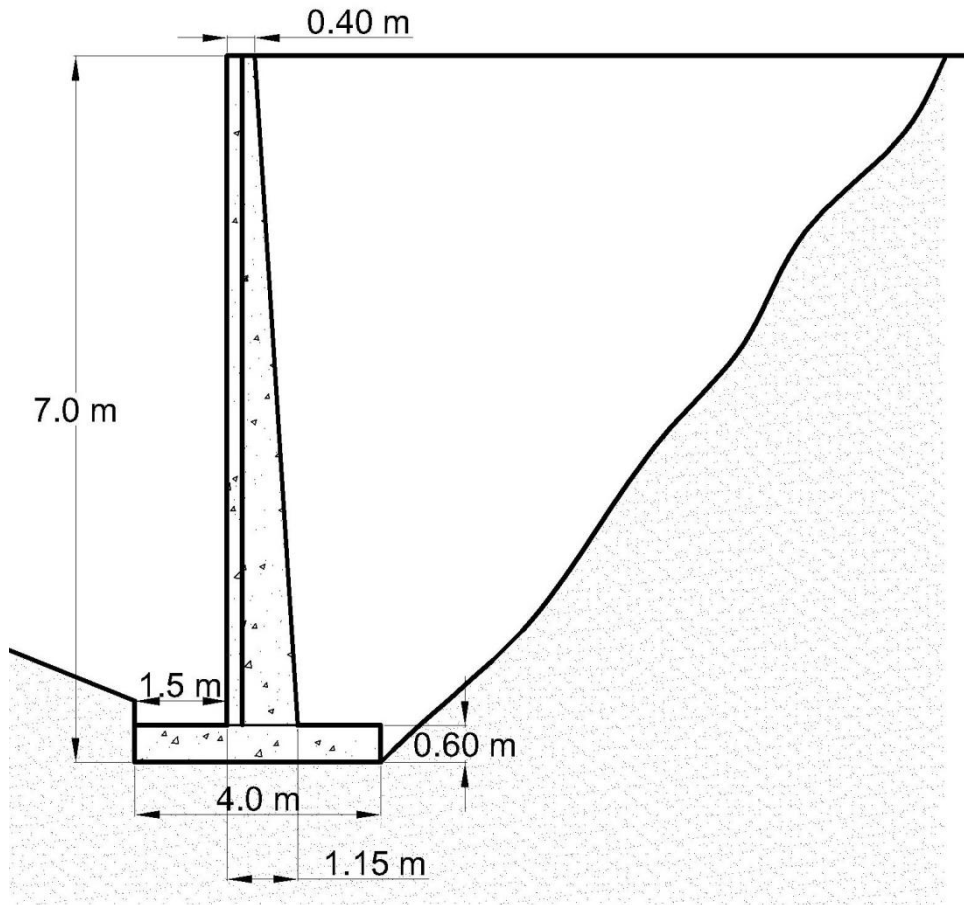
El cortante que será capaz de resistir el concreto es igual:

$$v_{CR} = (1.5FRbd\sqrt{f^*c})$$

$$v_{CR} = 1.5 \times 0.8 \times 100 \times 55 \times \sqrt{200}$$

$$v_{CR} = 62.22 \text{ ton} > 28.12 \text{ Ton}$$

Sección propuesta $\Delta H= 6 \text{ m}$



Análisis Estático

FS_{critico}	1.48	>	1.50	
FS_{volteo}	2.892	>	2.00	
$FS_{\text{deslizamiento}}$	2.341	>	1.50	
e	0.31	<	$b/6$	0.67

Esfuerzos en la base

q_{max}	13.34	T/m^2
q_{min}	4.82	T/m^2

Análisis Dinámico

FS _{crítico}	1.36	>	1.50	
FS _{volteo}	2.471	>	2.00	
FS _{deslizamiento}	2.158	>	1.50	
e	0.46	<	b/6	0.67

Esfuerzos en la base

q _{max}	15.41	T/m ²
q _{min}	2.75	T/m ²

Calculo de acero por flexión

H	d	Mu	Vu	Asmin	Asnece
m	m				
0.00	20.00	0.00	0.00	3.69	3.69
1.00	30.94	0.15	0.44	5.71	5.71
2.00	41.88	1.17	1.75	7.72	7.72
3.00	52.81	3.95	3.95	9.74	9.74
4.00	63.75	9.35	7.02	11.76	11.76
5.00	74.69	18.27	10.96	13.78	13.78
6.00	85.63	31.57	15.79	15.80	15.80
6.40	90.00	38.32	17.96	16.60	16.60

Revisión por cortante

H	Vu	Vcr	S
m	kg	kg	cm
0.00	0.00	7919.60	10.00
1.00	438.51	12250.62	15.47
2.00	1754.05	16581.65	20.94
3.00	3946.61	20912.68	26.41
4.00	7016.20	25243.71	31.88
5.00	10962.81	29574.74	37.34
6.00	15786.45	33905.77	42.81
6.40	17961.47	35638.18	45.00

Diseño por flexión de la zapata

Con base en dicha distribución de esfuerzos, los elementos mecánicos obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

Esfuerzos en la base bajo condiciones dinámicas

	qmax	qmin	Vu	Mu
punta	9.22	8.04	14.24	10.93
talón	2.68	8.22	17.06	28.39

Dados los resultados, se diseña para la condición máxima.

Cálculo del acero de tensión punta

$$A_s = \frac{100 \times 55 \times 170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2839000}{0.9 \times 100 \times 55^2 \times 170}} \right] = 14 \text{ cm}^2$$

Se deben de colocar 5 varillas del No. 6 a cada 20 cm.

Revisión por cortante

El cortante que será capaz de resistir el concreto es igual:

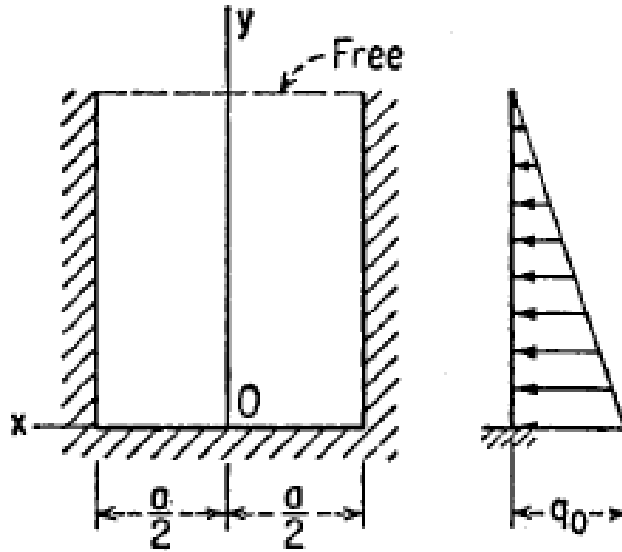
$$v_{CR} = (1.5FRbd\sqrt{f^*c})$$

$$v_{CR} = 1.5 \times 0.8 \times 100 \times 55 \times \sqrt{200}$$

$$v_{CR} = 62.22 \text{ ton} > 17.06 \text{ Ton}$$

Diseño de la losa

Para el diseño de la losa encargada de transmitir el empuje a los contrafuertes, se considera que esta empotrada en tres de sus extremos y tiene un extremo libre, y está sometida al empuje de tierras con base en la distribución triangular.



$$\nu = \frac{1}{6}$$

$\frac{b}{a}$	$x = 0, y = b$		$x = 0, y = b/2$			$x = a/2, y = b$		$x = a/2, y = b/2$		$x = 0, y = 0$	
	$w = \alpha_1 \frac{q_0 a^4}{D}$	$M_x = \beta_1 q_0 a^2$	$w = \alpha_2 \frac{q_0 a^4}{D}$	$M_x = \beta_2 q_0 a^2$	$M_y = \beta'_2 q_0 a^2$	$M_x = \beta_3 q_0 a^2$	$V_x = \gamma_3 q_0 a$	$M_x = \beta_4 q_0 a^2$	$V_x = \gamma_4 q_0 a$	$M_y = \beta_5 q_0 a^2$	$V_y = \gamma_5 q_0 a$
	α_1	β_1	α_2	β_2	β'_2	β_3	γ_3	β_4	γ_4	β_5	γ_5
0.6	0.00069	0.0089	0.00044	0.0060	0.0062	-0.0179	0.093	-0.0131	0.136	-0.0242	0.248
0.7	0.00069	0.0093	0.00058	0.0080	0.0074	-0.0172	0.081	-0.0170	0.158	-0.0261	0.262
0.8	0.00068	0.0096	0.00072	0.0100	0.0083	-0.0164	0.069	-0.0206	0.177	-0.0278	0.275
0.9	0.00067	0.0096	0.00085	0.0118	0.0090	-0.0156	0.057	-0.0239	0.194	-0.0290	0.286
1.0	0.00065	0.0095	0.00097	0.0135	0.0094	-0.0146	0.045	-0.0269	0.209	-0.0299	0.295
1.25	0.00056	0.0085	0.00121	0.0169	0.0092	-0.0119	0.018	-0.0327	0.234	-0.0306	0.309
1.5	0.00042	0.0065	0.00138	0.0191	0.0075	-0.0087	-0.006	-0.0364	0.245	-0.0291	0.311

Para poder determinar los momentos flexionantes y los cortantes, es necesario, calcular la relación a/b y entrar a la tabla, correspondiente a dicha relación:

$$\frac{a}{b} = 3.63$$

Por tanto, se utilizan los coeficientes con relación a/B = 1.5 y se multiplican por la constante qoa2, obteniéndose los siguientes elementos mecánicos..

b/a	1	2		3		4		5	
	Mx	Mx	My	Mx	Vx	Mx	Vx	My	Vy
1.5	0.33	0.96	0.38	-0.44	-0.10	-1.82	4.1	-1.46	5.20

Cálculo del acero por flexión

Cálculo de constantes de diseño

Peralte	h	20	cm
Peralte efectivo	d	15	cm
recubrimiento	r	5	cm
Ancho	b	100	cm

Cálculo de condiciones mínimas para efectos de temperatura y cambios volumétricos

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$q_{min} = \rho_{min} \frac{f_y}{f''_c} = 0.002635 \frac{4200}{170} = 0.0651$$

$$A_{smin} = \rho_{min}bd = 0.002635 \times 100 \times 20 = 3.95 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento resistente mínimo

$$M_{Rmin} = FRbd^2 f'_c q_{min} (1 - 0.5q_{min})$$

Sustituyendo

$$M_{Rmin} = 0.9 \times 100 \times (15)^2 \times 170 \times 0.0651 \times (1 - 0.5(0.0651)) = 2.17 \text{ Tm}$$

Dado que el momento último es menor que el momento resistente mínimo, se coloca el acero mínimo, en ambas direcciones, por lo que se colocaran 5 varillas del No. 3 a cada 20 cm, en ambos lechos.

6.2 Diseño de Muro Mecánicamente Estabilizado con mallas de acero

En el caso de la alternativa de diseño de MSE en la colindancia poniente, debe tenerse en cuenta, que su diseño contemplara la proyección de tres secciones diferentes, dado el corte en escalamiento existente en dicha colindancia, por lo que se proyectaran secciones contemplando un $\Delta H = 10.5, 8.40$ y 6.00 m.

Propiedades del material de Relleno

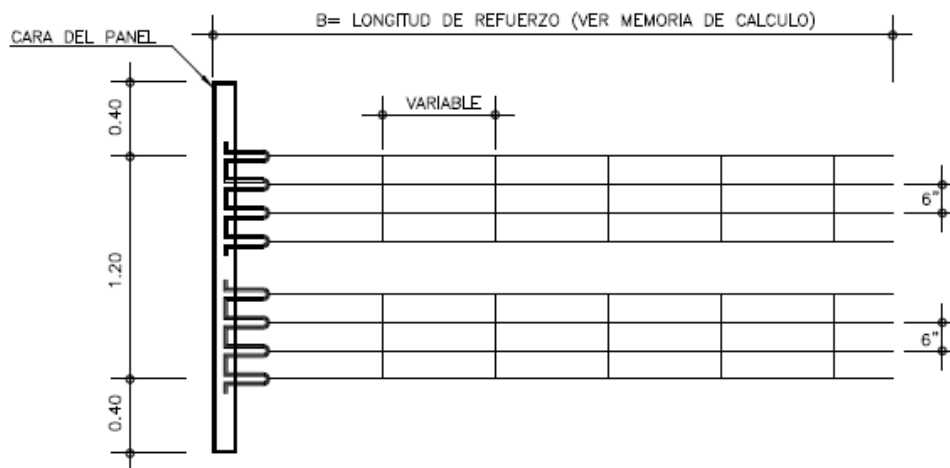
Los parámetros de diseño que se utilizarán para fueron propuesto por la empresa FABER STRUCTOR, para fines de predimensionamiento, al no contar con pruebas de laboratorio en el material de relleno:

Peso Volumétrico $\gamma_r = 1.60 \frac{T}{m^3}$

Ángulo de fricción interna $\phi = 32^\circ$

Geometría de los Elementos de refuerzo

Los elementos de refuerzo que se consideran para el diseño son mallas de acero galvanizado, su geometría se puede observar en la siguiente figura.



Características de los elementos de refuerzo

Esfuerzo de Fluencia $f_y = 4588.72 \frac{kg}{cm^2}$

Revisión de Estabilidad Interna en condiciones estáticas

Determinación del diámetro de los elementos de refuerzo

Cálculo del espesor de sacrificio en las mayas de refuerzo

Espesor de sacrificio en los primeros 2 años

$$E_R = \left(15 \frac{\mu m}{año} \times 2 años\right) = 30 \mu m = 0.03 mm$$

Espesor de sacrificio en lo que resta de la vida útil

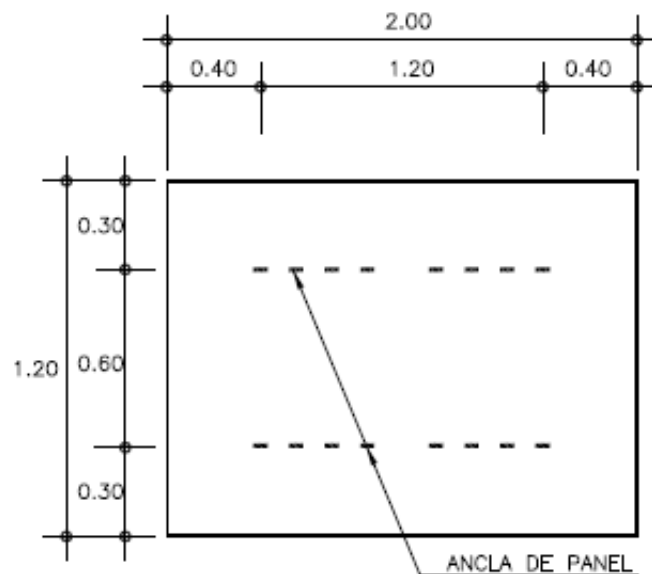
$$E_R = \left(4 \frac{\mu m}{año} \times 48 años\right) = 192 \mu m = 0.192 mm$$

Espesor de sacrificio total

$$E_T = 0.222 mm$$

Cálculo de la Tensión Máxima en el refuerzo

El valor de T_{max} se calcula considerando el equilibrio de un prisma de altura S_v correspondiente a la separación entre refuerzos y largo igual al ancho del panel Δx , el cual es función de los esfuerzos horizontales σ_{Hi} que actúan en los n elementos longitudinales del refuerzo.



El esfuerzo de tensión máxima en z_i es igual:

$$T_{max} = \frac{K_R \sigma_h S_v \Delta x}{n}$$

El coeficiente K_r se determina con base en la Fig. 5.7

z m	k_r/k_a	k
0.300	2.435	0.748
0.900	2.305	0.708
1.500	2.175	0.668
2.100	2.045	0.628
2.700	1.915	0.588
3.300	1.785	0.548
3.900	1.655	0.509
4.500	1.525	0.469
5.100	1.395	0.429
5.700	1.265	0.389
6.300	1.200	0.369
6.900	1.200	0.369
7.500	1.200	0.369
8.100	1.200	0.369
8.700	2.200	0.369
9.300	3.200	0.369
9.900	4.200	0.369
10.500	5.200	0.369

Cálculo del diámetro requerido del refuerzo para soportar las tensiones máximas en el relleno.

$$D = \sqrt{\frac{3T_{MAX}}{\pi F_Y 2}}$$

z	k	σ_h	Tmax	D
m				mm
0.300	0.748	1.855	0.278	2.407
0.900	0.708	2.436	0.365	2.758
1.500	0.668	2.940	0.441	3.030
2.100	0.628	3.368	0.505	3.242

2.700	0.588	3.719	0.558	3.407
3.300	0.548	3.993	0.599	3.530
3.900	0.509	4.190	0.629	3.617
4.500	0.469	4.311	0.647	3.668
5.100	0.429	4.355	0.653	3.687
5.700	0.389	4.322	0.648	3.673
6.300	0.369	4.454	0.668	3.729
6.900	0.369	4.808	0.721	3.874
7.500	0.369	5.162	0.774	4.014
8.100	0.369	5.516	0.827	4.149
8.700	0.369	5.870	0.880	4.281
9.300	0.369	6.224	0.934	4.408
9.900	0.369	6.578	0.987	4.531
10.500	0.369	6.932	1.040	4.652

Diámetro mínimo requerido

$$D_t = 4.652 + 0.222 = 4.874 \text{ mm} \approx 5 \text{ mm}$$

Cálculo de la longitud de refuerzo dentro de la zona de Rankine

z	la
m	m
0.300	3.15
0.900	3.15
1.500	3.15
2.100	3.15
2.700	3.15
3.300	3.15
3.900	3.15
4.500	3.15
5.100	3.15
5.700	3.15
6.300	2.52
6.900	2.16
7.500	1.80

8.100	1.44
8.700	1.08
9.300	0.72
9.900	0.36
10.500	0

Cálculo de la longitud del refuerzo dentro de la zona resistente

Cálculo del coeficiente de fricción

Para $z \leq 6\text{m}$

$$F^* = 20 \left(\frac{D}{S_t} \right)$$

Donde

D diámetro nominal del elemento de refuerzo

S_t Separación transversal igual a 6 [in]

Sustituyendo

S_t	F^*
150.00	0.67
200.00	0.50
250.00	0.40
300.00	0.33
350.00	0.29
400.00	0.25
450.00	0.22

Para $z > 6\text{ m}$

$$F^* = 10 \left(\frac{D}{S_t} \right)$$

S_t	F^*
150	0.33
200	0.25
250	0.20
300	0.17
350	0.14
400	0.13
450	0.11

Cálculo de la longitud efectiva

$$l_e = \frac{3T_{max}}{F^* 8\pi D \sigma_v}$$

z	σ_h	Tmax	F*	σ_v	le
m					m
0.300	1.855	0.278	0.67	2.48	2.86
0.900	2.436	0.365	0.67	3.44	2.70
1.500	2.940	0.441	0.67	4.4	2.55
2.100	3.368	0.505	0.67	5.36	2.40
2.700	3.719	0.558	0.67	6.32	2.25
3.300	3.993	0.599	0.67	7.28	2.09
3.900	4.190	0.629	0.67	8.24	1.94
4.500	4.311	0.647	0.67	9.2	1.79
5.100	4.355	0.653	0.67	10.16	1.64
5.700	4.322	0.648	0.67	11.12	1.48
6.300	4.454	0.668	0.33	12.08	2.86
6.900	4.808	0.721	0.33	13.04	2.86
7.500	5.162	0.774	0.33	14	2.86
8.100	5.516	0.827	0.33	14.96	2.86
8.700	5.870	0.880	0.33	15.92	2.86
9.300	6.224	0.934	0.33	16.88	2.86
9.900	6.578	0.987	0.33	17.84	2.86
10.500	6.932	1.040	0.33	18.8	2.86

Cálculo de la longitud de total del refuerzo

z	le	la	lt
m	m	m	m
0.300	2.86	3.15	6.01
0.900	2.70	3.15	5.85
1.500	2.55	3.15	5.70
2.100	2.40	3.15	5.55
2.700	2.25	3.15	5.40
3.300	2.09	3.15	5.24
3.900	1.94	3.15	5.09
4.500	1.79	3.15	4.94
5.100	1.64	3.15	4.79

5.700	1.48	3.15	4.63
6.300	2.86	2.52	5.38
6.900	2.86	2.16	5.02
7.500	2.86	1.8	4.66
8.100	2.86	1.44	4.30
8.700	2.86	1.08	3.94
9.300	2.86	0.72	3.58
9.900	2.86	0.36	3.22
10.500	2.86	0	2.86

Cálculo de la longitud resistente considerando sismo

$$F = \frac{(0.225\gamma H^2 + 0.3qH)c}{3} = \frac{(0.225(10.5)^2 + 0.3(2)(10.5))0.16}{3} = 1.66$$

Cálculo de las tensiones máximas en el relleno bajo condiciones dinámicas

Para el cálculo de las tensiones en el relleno bajo condiciones dinámicas, se emplea la siguiente ecuación:

$$T_{max} = \frac{K_R(\sigma_h + F_S)S_v \Delta x}{n}$$

z m	kr/ka	k	σ_h	Tmax
0.300	2.435	0.748	3.515	0.527
0.900	2.305	0.708	4.096	0.614
1.500	2.175	0.668	4.600	0.690
2.100	2.045	0.628	5.028	0.754
2.700	1.915	0.588	5.379	0.807
3.300	1.785	0.548	5.653	0.848
3.900	1.655	0.509	5.850	0.878
4.500	1.525	0.469	5.971	0.896
5.100	1.395	0.429	6.015	0.902
5.700	1.265	0.389	5.982	0.897
6.300	1.200	0.369	6.114	0.917
6.900	1.200	0.369	6.468	0.970
7.500	1.200	0.369	6.822	1.023
8.100	1.200	0.369	7.176	1.076
8.700	2.200	0.369	7.530	1.129

9.300	3.200	0.369	7.884	1.183
9.900	4.200	0.369	8.238	1.236
10.500	5.200	0.369	8.592	1.289

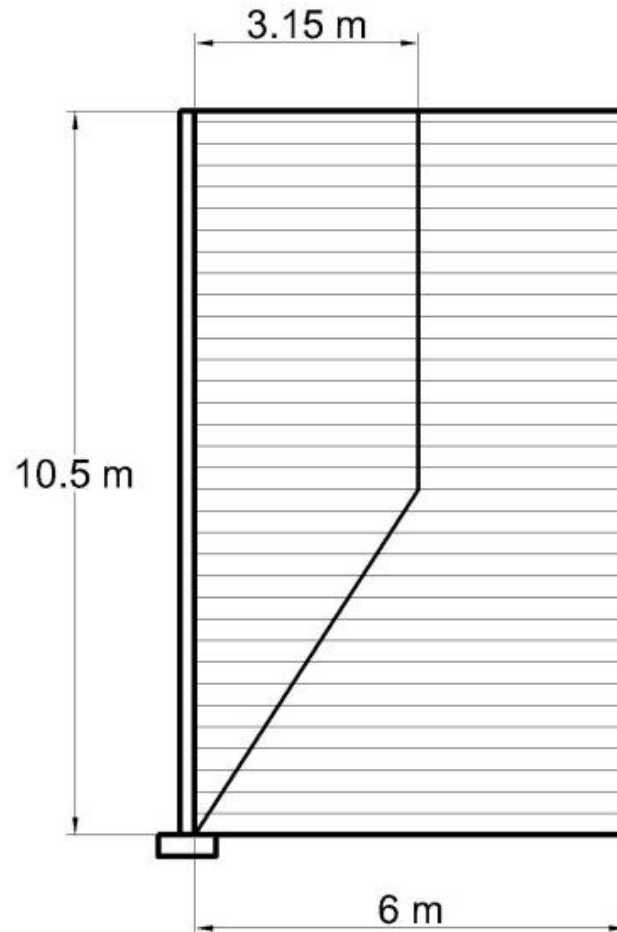
Dado que las tensiones en el relleno aumentan un promedio de 70 %, es necesario aumentar el diámetro de los refuerzos longitudinales para disminuir la longitud total de los refuerzos. Para lo cual concluyó que el diámetro económico es de 8 mm.

z	F*	σ_v	le	la	lt
m			m	m	m
0.300	1.07	2.48	2.97	3.15	6.12
0.900	1.07	3.44	2.49	3.15	5.64
1.500	1.07	4.4	2.19	3.15	5.34
2.100	1.07	5.36	1.96	3.15	5.11
2.700	1.07	6.32	1.78	3.15	4.93
3.300	1.07	7.28	1.62	3.15	4.77
3.900	1.07	8.24	1.49	3.15	4.64
4.500	1.07	9.2	1.36	3.15	4.51
5.100	1.07	10.16	1.24	3.15	4.39
5.700	1.07	11.12	1.13	3.15	4.28
6.300	0.53	12.08	2.14	2.52	4.66
6.900	0.53	13.04	2.09	2.16	4.25
7.500	0.53	14	2.06	1.8	3.86
8.100	0.53	14.96	2.03	1.44	3.47
8.700	0.53	15.92	2.00	1.08	3.08
9.300	0.53	16.88	1.97	0.72	2.69
9.900	0.53	17.84	1.95	0.36	2.31
10.500	0.53	18.8	1.93	0	1.93

Revisión de Estabilidad Externa

La dimensión de la base requerida para soportar las tensiones máximas en el relleno, es igual a la longitud máxima calculada anteriormente, lo que define la siguiente sección.

Sección propuesta del Muro Mecánicamente Estabilizado H = 10.5 m



Determinación de los esfuerzos actuantes en el muro

Cálculo del Coeficiente Activo de Rankine:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{32}{2} \right) = 0.3072$$

Cálculo del empuje activo de Rankine

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 k_a = \frac{1}{2} (1.60) (10.5^2) (0.3072) = 27.00 \frac{T}{m}$$

Cálculo del empuje generado por la sobrecarga:

$$P_Q = k_a q H = 0.3072 (2) (10.50) = 6.45 \frac{T}{m}$$

Cálculo del Peso del Relleno

$$W_R = \gamma_R \times Area = 1.60 \times (10.5 \times 6.0) = 100.8 \text{ Ton}$$

Revisión de la Estabilidad del Muro por condiciones Estáticas

Revisión por Volteo

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{M_O} = \frac{(100 \times 3.00)}{\left(27.0 \times \frac{10.5}{3}\right) + \left(6.45 \times \frac{10.5}{2}\right)} = \frac{300}{128.7} = 2.331 > 2$$

Cumple con el factor de seguridad mínimo.

Revisión por deslizamiento

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{((100)\tan(36)) + 7.5(2)}{(27.0 + 6.45)}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{87.65}{(33.54)}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = 2.61 > 1.5$$

Cumple con el factor de seguridad mínimo por deslizamiento.

Determinación de los esfuerzos en la base

Cálculo de la excentricidad de la resultante en la base del muro:

$$M_{neto} = M_R - M_O = 300 - 128.7 = 172 \text{ Tm}$$

$$e \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{6}{2} - \frac{172}{100} = 1.28$$

$$\frac{B}{4} = \frac{6.0}{4} = 1.5$$

$$1.28 < 1.5$$

Determinación del esfuerzo en la base

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} = \frac{100}{6 - 2(1.28)} = 39.00 \text{ Ton}$$

Cálculo de la Capacidad de Carga Última

Cálculo de los Factores de capacidad de carga

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{36}{2} \right) e^{\pi \tan 36} = 3.8518 \times 9.80 = 37.74$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan(\phi)} = \frac{(37.74 - 1)}{\tan(36)} = 50.56$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi = 2(37.74 + 1)\tan(36) = 56.29$$

Cálculo de Factores de forma De Beer (1970)

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B'}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) = 1 + \left(\frac{5.46}{24} \right) \left(\frac{37.74}{50.56} \right) = 1.17$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L} \right) \tan\phi = 1 + \left(\frac{5.46}{24} \right) \tan(36) = 1.17$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{5.46}{24} \right) = 0.90$$

Cálculo de la resistencia última

$$q_u = cN_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Sustituyendo cada miembro de la ecuación:

$$cN_c = (2 \times 50.56) = 110.00$$

$$\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma = \frac{1}{2}1.7 \times 3.44 \times 56.29 = 164.60$$

$$q_u = 274 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Pasa por capacidad de carga.

Revisión por sismo

Revisión por Volteo

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{M_O} = \frac{(100 \times 3.00)}{\left(27.095 \times \frac{10.5}{3}\right) + \left(6.451 \times \frac{10.5}{2}\right) + \left(1.66 \times \frac{2 \times 10.5}{3}\right)} = \frac{300}{140.32}$$

$$FS_{(\text{volteo})} = 2.13 > 1.5$$

Cumple con el factor de seguridad mínimo.

Revisión por deslizamiento

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{((100)\tan(36)) + 6(2)}{(27.095 + 6.451 + 1.66)}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{84.65}{35.20}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = 2.4 > 1.5$$

Determinación de los esfuerzos en la base

Cálculo de la excentricidad de la resultante en la base del muro:

$$M_{neto} = M_R - M_O = 300 - 140 = 160 \text{ Tm}$$

$$e \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{6}{2} - \frac{160}{100} = 1.4$$

$$\frac{B}{4} = \frac{6.0}{4} = 1.5$$

$$1.40 < 1.5$$

Determinación del esfuerzo en la base:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} = \frac{100}{6 - 2(1.40)} = 31.25 \text{ Ton}$$

Pasa por capacidad de carga.

Con fin de condensar la memoria de cálculo, solo se presentan los resultados de la longitud de refuerzo necesaria bajo el análisis de dinámico para las secciones restantes.

La revisión de estabilidad por sismo se omite, ya que bajo las condiciones de carga, se garantiza que se cumple la estabilidad global de las secciones analizadas.

Muro Mecánicamente Estabilizado de H = 8.40 m

Cálculo de la longitud resistente considerando sismo

$$F = \frac{(0.225\gamma H^2 + 0.3qH)c}{3} = \frac{(0.225(8.40)^2 + 0.3(2)(8.40))0.16}{3} = 1.11$$

Cálculo de la Longitud de refuerzo total

z	σ_h	Tmax	F*	σ_v	le	la	lt
m					m	m	m
0.300	2.965	0.445	1.07	2.48	2.50	2.52	5.02
0.900	3.546	0.532	1.07	3.44	2.16	2.52	4.68
1.500	4.050	0.608	1.07	4.4	1.93	2.52	4.45
2.100	4.478	0.672	1.07	5.36	1.75	2.52	4.27
2.700	4.829	0.724	1.07	6.32	1.60	2.52	4.12
3.300	5.103	0.765	1.07	7.28	1.47	2.52	3.99
3.900	5.300	0.795	1.07	8.24	1.35	2.52	3.87
4.500	5.421	0.813	1.07	9.2	1.23	2.34	3.57
5.100	5.465	0.820	1.07	10.16	1.13	1.98	3.11
5.700	5.432	0.815	1.07	11.12	1.02	1.62	2.64
6.300	5.564	0.835	0.53	12.08	1.95	1.26	3.21
6.900	5.918	0.888	0.53	13.04	1.92	0.9	2.82
7.500	6.272	0.941	0.53	14	1.89	0.54	2.43
8.100	6.626	0.994	0.53	14.96	1.87	0.18	2.05

Revisión de Estabilidad Externa**Cálculo del empuje activo de Rankine**

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 k_a = \frac{1}{2} (1.60)(8.40^2)(0.3072) = 17.095 \frac{T}{m}$$

Cálculo del empuje generado por la sobrecarga:

$$P_Q = k_a q H = 0.3072(2)(8.40) = 5.16 \frac{T}{m}$$

Cálculo del Peso del Relleno

$$W_R = \gamma_R \times Area = 1.60 \times (8.40 \times 5) = 67.2 \text{ Ton}$$

Revisión por Volteo

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{M_O} = \frac{(67.2 \times 2.5)}{\left(17.095 \times \frac{8.40}{3}\right) + \left(5.16 \times \frac{8.40}{2}\right)} = \frac{168}{69.54} = 2.41 > 2$$

Cumple con el factor de seguridad mínimo.**Revisión por deslizamiento**

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{((67.2)\tan(36)) + 5(2)}{(17.095 + 5.16)} = \frac{58.82}{22.25}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = 2.64 > 1.5$$

Cumple con el factor de seguridad mínimo por deslizamiento.

Determinación de los esfuerzos en la base

Cálculo de la excentricidad de la resultante en la base del muro:

$$M_{neto} = M_R - M_O = 168 - 69.54 = 98.46 \text{ Tm}$$

$$e \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{5}{2} - \frac{98.46}{67.2} = 1.03$$

$$\frac{B}{4} = \frac{5}{4} = 1.37$$

$$1.03 < 1.25$$

Determinación del esfuerzo en la base:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} = \frac{67.2}{5 - 2(1.03)} = 22.85 \text{ Ton}$$

Pasa por capacidad de carga.

Diseño de MSE DE H = 6 m

$$F = \frac{(0.225\gamma H^2 + 0.3qH)c}{3} = \frac{(0.225(6)^2 + 0.3(2)(6))0.16}{3} = 0.62$$

Cálculo de la longitud de refuerzo necesaria

z	σ_h	Tmax	F*	σ_v	le	la	lt
m					m	m	m
0.300	2.475	0.371	1.03	2.48	2.17	1.8	3.97
0.900	3.056	0.458	1.03	3.44	1.93	1.8	3.73
1.500	3.560	0.534	1.03	4.4	1.76	1.8	3.56
2.100	3.988	0.598	1.03	5.36	1.62	1.8	3.42
2.700	4.339	0.651	1.03	6.32	1.49	1.8	3.29
3.300	4.613	0.692	1.03	7.28	1.38	1.62	3.00
3.900	4.810	0.722	1.03	8.24	1.27	1.26	2.53
4.500	4.931	0.740	1.03	9.2	1.16	0.9	2.06
5.100	4.975	0.746	1.03	10.16	1.06	0.54	1.60
5.700	4.942	0.741	1.03	11.12	0.97	0.18	1.15

Determinación de los esfuerzos actuantes en el muro**Cálculo del empuje activo de Rankine**

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_r H^2 k_a = \frac{1}{2}(1.60)(6^2)(0.3072) = 8.85 \frac{T}{m}$$

Cálculo del empuje generado por la sobrecarga:

$$P_Q = k_a q H = 0.3072(2)(6) = 3.68 \frac{T}{m}$$

Cálculo del Peso del Relleno

$$W_R = \gamma_R \times Area = 1.60 \times (6 \times 4) = 38.4 \text{ Ton}$$

Revisión por Volteo

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{M_O} = \frac{(38.4 \times 2)}{\left(8.85 \times \frac{6}{3}\right) + \left(3.68 \times \frac{6}{2}\right)} = \frac{76.8}{28.74} = 2.67 > 2$$

Cumple con el factor de seguridad mínimo.

Revisión por deslizamiento

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{((38.4)\tan(36)) + 4(2)}{(8.85 + 3.68)} = \frac{35.9}{12.53}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = 2.85 > 1.5$$

Cumple con el factor de seguridad mínimo por deslizamiento.

Determinación de los esfuerzos en la base

Cálculo de la excentricidad de la resultante en la base del muro:

$$M_{neto} = M_R - M_O = 76.8 - 28.74 = 48.06 \text{ Tm}$$

$$e \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{4}{2} - \frac{48}{38.4} = 0.75$$

$$\frac{B}{4} = \frac{4}{4} = 1.0$$

$$0.75 < 1.0$$

Determinación del esfuerzo en la base:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} = \frac{38.4}{4 - 2(0.75)} = 15.36 \text{ Ton}$$

Pasa por capacidad de carga.

6.3 Comparación económica

Para verificar cuál de las dos alternativas es más viable de construir dados los requerimientos del proyecto, se presenta un análisis financiero que contiene los conceptos principales de cada sistema.

Análisis de precios unitarios de MSE

Concepto	unidad	Cantidad	PU	Importe
TRAZO Y NIVELACION, CON TRANSITO Y NIVEL. INCLUYE: PERSONAL TECNICO CALIFICADO, ESTACAS, MOJONERAS, LOCALIZACION DE ENTRE EJES, BANCOS DE NIVEL, MATERIALES PARA SEÑALAMIENTO, EQUIPO, HERRAMIENTA Y MANO DE OBRA.	m ²	192	35	6720.00
EXCAVACION DE DALA DE DESPLANTE DE 0.30 M EN MATERIAL TIPO "B", INCLUYE: AFINE DE TALUDES Y FONDO, TRAPALEOS, MOVIMIENTOS Y ACARREOS	m ³	2.97	200	594.00
COLADO DE DALA DE CONCRETO DE F'C=100 KG/CM2, TMA=3/4", DE 20.00 CM DE ESPESOR PROMEDIO. INCLUYE: MATERIALES, HERRAMIENTAS, AFINE, NIVELACION, LIMPIEZA, MANO DE OBRA Y ACARREO DE MATERIALES AL SITIO DE SU UTILIZACION	m ³	1.92	2100	4032.00
RELLENO COMPACTADO AL 95 % PROCTOR, CON MATERIAL DE BANCO, EN CAPAS DE 20 CM DE ESPESOR, AGREGANDO AGUA PARA LOGRAR SU HUMEDAD OPTIMA, AL 95%. POR CUALQUIER MEDIO, MEDIDO COMPACTO. INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIAL, PRUEBAS DE COMPACTACION Y LOS ACARREOS AL AL SITIO DE SU COLOCACION.	m ³	2709	450	1219059.00
SUMINISTRO DE PANELES DE CONCRETO Y ELEMENTOS DE REFUERZO INEXTENSIBLES FABER STRUCTOR.	m ²	307.47	1282.67	339383.00
			Total	1039970.00

Análisis de Precios Unitarios de muro de concreto reforzado

Concepto	Unidad	Cantidad	PU	Importe
TRAZO Y NIVELACION, CON TRANSITO Y NIVEL.INCLUYE:PERSONAL TECNICO CALIFICADO, ESTACAS, MOJONERAS, LOCALIZACION DE ENTRE EJES, BANCOS DE NIVEL, MATERIALES PARA SEÑALAMIENTO, EQUIPO, HERRAMIENTA Y MANO DE OBRA.	M ²	192	75	14400.00
EXCAVACION A CIELO ABIERTO EN CAJON POR CUALQUIER MEDIO, MATERIAL TIPO "B", DE 0 A 2.00 M. DE PROFUNDIDAD, EN SECO, INCLUYE: AFINE DE TALUDES Y FONDO, TRAPALEOS, MOVIMIENTOS Y ACARREOS	M3	240	250	60000.00
Cimentación				
PLANTILLA DE CONCRETO F'C=100 KG/CM2, TMA=3/4", DE 5.00 CM DE ESPESOR PROMEDIO. INCLUYE:MATERIALES, HERRAMIENTAS, AFINE, NIVELACION, LIMPIEZA, MANO DE OBRA Y ACARREO DE MATERIALES AL SITIO DE SU UTILIZACION	M3	9.6	3525	33840.00
SUMINISTRO,HABILITADO,ARMADO Y COLOCACIONDE ACERO DE REFUERZO FY=4,200 KG/CM2 (G.E.), EN CIMENTACION, INCLUYE: MATERIALES, HABILITADO, DOBLECES, MANO DE OBRA.	Ton	10.0	19371.00	193710.00
SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO PREMEZCLADO BOMBEABLE F'C=250 KG/CM2, TMA= 3/4", R.N. EN CIMENTACION. INCLUYE: BOMBEO, TENDIDO, RASTREADO, VIBRADO, NIVELACION, HERRAMIENTAS, LIMPIEZA, PRUEBAS, CURADO CON CURACRETO, DESPERDICIO Y MANO DE OBRA.	m ³	99	5177.00	512523.00

Muro

SUMINISTRO,HABILITADO,ARMADO Y COLOCACIONDE ACERO DE REFUERZO FY=4,200 KG/CM2 (G.E.), INCLUYE: MATERIALES, HABILITADO, DOBLECES Y MANO DE OBRA.	Ton	22.5	36500.00	821250.00
SUMINISTRO Y COLOCACION DE CONCRETO PREMEZCLADO BOMBEABLE F'C=250 KG/CM2, TMA= 3/4", R.N. EN CIMENTACION. INCLUYE: BOMBEO, TENDIDO, RASTREADO, VIBRADO, NIVELACION, HERRAMIENTAS, LIMPIEZA, PRUEBAS, CURADO CON CURACRETO, DESPERDICIO Y MANO DE OBRA.	m ³	130	5177.00	673010.00
RELLENO COMPACTADO AL 90 % PROCTOR, CON MATERIAL DE BANCO, EN CAPAS DE 20 CM DE ESPESOR, AGREGANDO AGUA PARA LOGRAR SU HUMEDAD OPTIMA, AL 90%. POR CUALQUIER MEDIO, MEDIDO COMPACTO. INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIAL, PRUEBAS DE COMPACTACION Y LOS ACARREOS AL AL SITIO DE SU COLOCACION.	m ³	1360	450	612000.00
			Total	2920733.00

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES

Conclusiones

Con base en la investigación realizada y los resultados obtenidos en el diseño de ambos sistemas de retención se puede concluir que:

1. La solución más económica para resolver la problemática de la contención del terraplén es la correspondiente al muro mecánicamente estabilizado.
2. El área disponible para conformar el muro, permite que se coloquen sin ninguna restricción los elementos de refuerzo, y que a su vez este sistema se adecue a las condiciones topográficas de dicha colindancia sin requerir en este caso excavaciones profundas u otros procedimientos constructivos.
3. Los dimensionamientos que se analizaron en cada una de las estructuras de soporte, suponen que el material a contener presenta unos parámetros de resistencia tales, que el empuje de tierras en la estructura es mínimo, lo que hace factible reducir sus dimensiones.
4. Gran parte del diseño de sistemas de retención se concreta en la obtención de parámetros de resistencia del material a contener, y que en este caso particular, se tiene la posibilidad de manipularlo de tal modo que se alcancen los parámetros de diseño estimados para su proyección.
5. Una las problemáticas recurrentes en la construcción de MSE es la calidad del material de relleno que juega un papel fundamental en la estabilidad del muro, sin embargo, en muchos de los casos que eh podido constatar, se emplean materiales de mala calidad, que inducen en el muro un estado propenso de falla.
6. Es necesaria la creación de un marco normativo que permita regular la construcción de MSE con cualquier tipo de refuerzo, estableciendo los límites que deben de cumplir cada uno de los elementos que conforman el sistema.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso. Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos Tomo I. Editorial Limusa México 1976.
2. Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso. Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos Tomo II. Editorial Limusa México 1976.
3. Meli Piralla Roberto. Diseño Estructura. Editorial Limusa 2ª Edición, México 2007.
4. Rico Rodríguez Alfonso y Del Castillo Hermilo. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Volumen I. Editorial Limusa 1ª Edición. México 1981.
5. Braja M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Thomson 5ª Edición. México 2006.
6. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Carlos Crespo Villalaz.
7. Introducción a la Mecánica de Suelos y cimentaciones. George B. Sowers, George F. Sowers.
8. Foundation Analysis and Design. Joseph E. Bowles.
9. Manual de Diseño por Sismo. Instituto de Ingeniería, UNAM.
10. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes-Volume I.
11. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes-Volume II.
12. Deslizamientos: Técnicas de Remediación. Jaime Suarez.