

BARRO 6

INSTITUTO POLITÉCNICO
NACIONAL

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA U Z

DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESIAZ
ING. CARLOS GARCÍA ROMERO
UNIDAD PROFESIONAL DE
ZACATENCO, MÉXICO.
MAYO, 2020



1.- GENERALIDADES

1.1.- APLICACIONES DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

En general los muros de contención se desarrollaron para salvar desniveles del terreno, conteniendo cortes de estratos naturales inestables o rellenos artificiales. Asimismo, para contener granos o agua, o bien cualquier otro material y, últimamente se construyen además de contener el suelo de las rampas de acceso son también estribos de puentes.



FOTOGRAFÍA 1.- MUROS MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS, VIALIDAD VISTA REAL, HUIXQUILUCAN, ESTADO DE MÉXICO



FOTOGRAFÍA 2.- MURO DE MAMPOSTERÍA, DE PIEDRA BRAZA DE HASTA 9.5 m DE ALTURA.



FOTOGRAFÍA 3.- MURO MECANICAMENTE ESTABILIZADO ESTRIBO DE PUENTE VEHICULAR

1.2.- CLASIFICACIÓN DE LOS MUROS

No existe una única clasificación para los muros, ya que pueden ser clasificados por su manera de trabajar o por su flexibilidad. Pueden ser de gravedad, en cantiliver, con contrafuertes, rígidos, flexibles, mecánicamente estabilizados con refuerzo metálico, poliestireno, etc. Aquí se clasifican como:

- i. De gravedad
- ii. En cantiliver
- iii. Con contrafuertes
- iv. Mecánicamente estabilizados

De ellos se tiene:

- i. De gravedad, en este caso su estabilidad básicamente depende de su peso, y pueden ser de:
 - Mampostería, como piedra braza o cualquier otro elemento como bloques o tabiques
 - Concreto ciclópeo
 - Concreto simple
 - Suelo – cemento
 - Lodos fraguantes
- ii. En cantiliver:
 - Concreto reforzado



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

- iii. Con contrafuertes, el uso de contrafuertes reduce el espesor de la cara del muro:
 - o Concreto reforzado
- iv. Mecánicamente estabilizados, el refuerzo puede ser, entre otros:
 - o Metálico
 - o Geotextil tejido
 - o Poliestireno

1.3.- ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

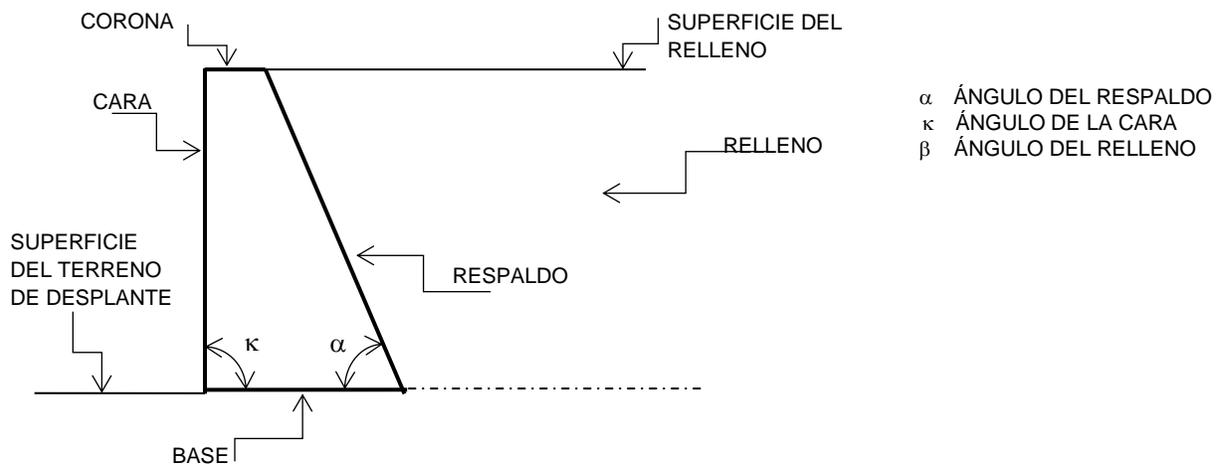


FIGURA 1.- MURO DE GRAVEDAD

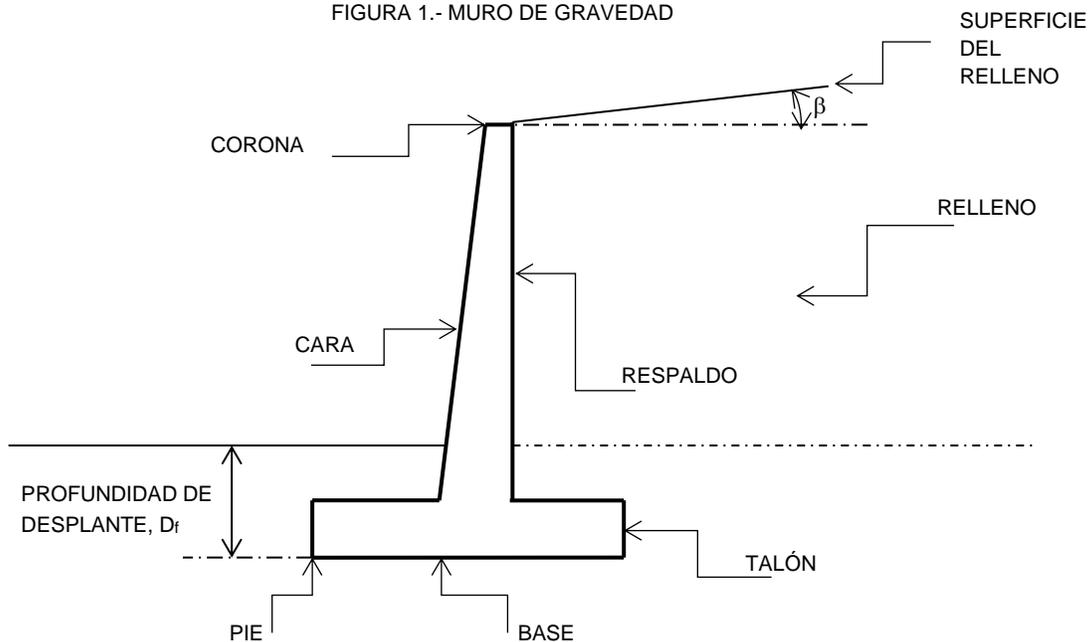


FIGURA 2.- MURO EN CANTILIVER



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

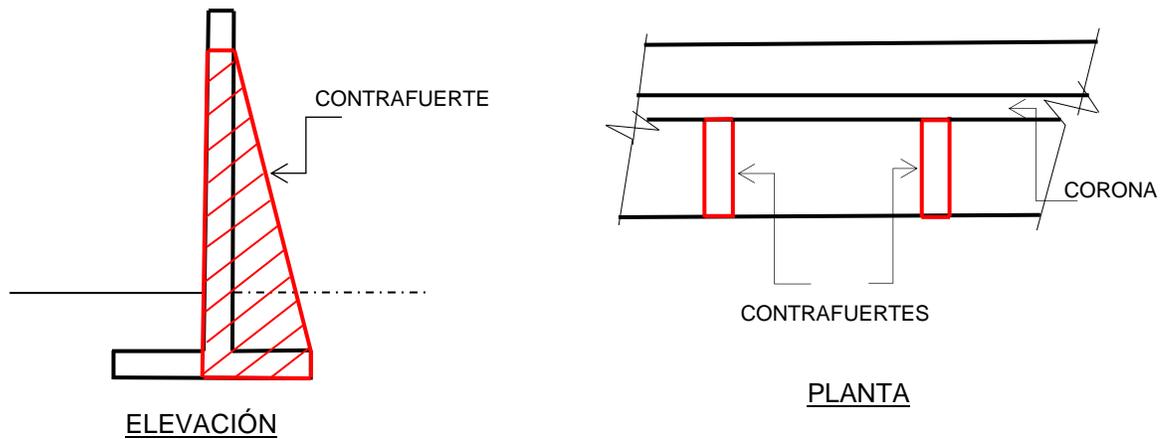


FIGURA 3.- MURO CON CONTRAFUERTE

1.4.- FUERZAS ACTUANTES

La figura 4 muestra las fuerzas externas que actúan en los muros que pueden llegar a desestabilizarlo. En este trabajo se considera que la estabilidad interna del muro es segura. Las fallas que se pueden presentar en los muros se clasifican en:

- i. Falla por deslizamiento
- ii. Falla por volteo
- iii. Falla por capacidad de carga
- iv. Falla por asentamientos

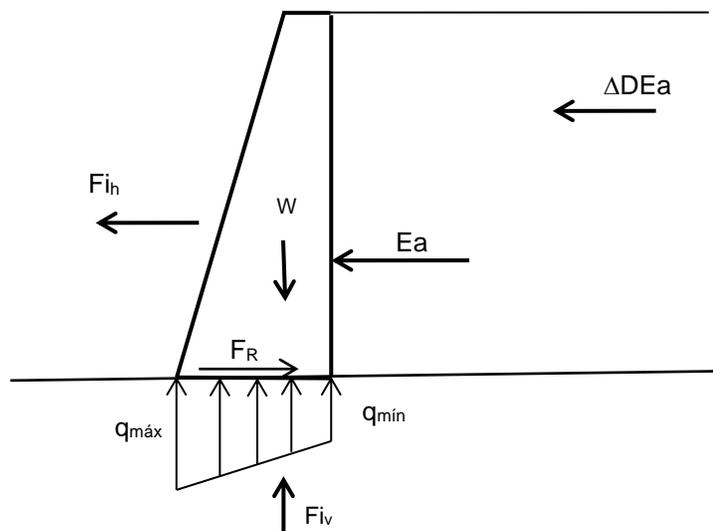


FIGURA 4.- FUERZAS QUE ACTÚAN EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Siendo:



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

W peso propio del muro
 E_a empuje activo
 F_{ih}, F_{iv} fuerza de inercia horizontal y vertical debido al sismo y al peso del muro

$$F_{ih} = W C_{sh}'; F_{iv} = W C_{sv}'$$

C_{sh}', C_{sv}' coeficiente sísmico horizontal y vertical
 $q_{m\acute{a}x}, q_{m\acute{i}n}$ presión máxima y mínima de contacto
 F_R fuerza resistente por fricción
 ΔDE_a incremento dinámico del empuje activo debido a la cuña de falla

No se consideran las fuerzas de filtración ni subpresión debido a que en ningún muro de contención de tierra debe existir exceso de presión hidrostática y/o carga hidráulica en su respaldo ni en su base.

1.5.- ESTADOS DE EQUILIBRIO PLÁSTICO

El suelo genera sobre los muros los empujes activo y pasivo, así como la reacción debido a peso propio del muro, es decir, la presión de contacto.

El estado de esfuerzos que genera la falla del suelo corresponde a un estado de esfuerzos principales. En otras palabras es el estado de esfuerzos bajo el cual se desarrolla la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, este estado es representado por medio del círculo de falla de O. Mohr. Este círculo debe ser tangente a la ley de resistencia de Ch. A. Coulomb, figura 5.

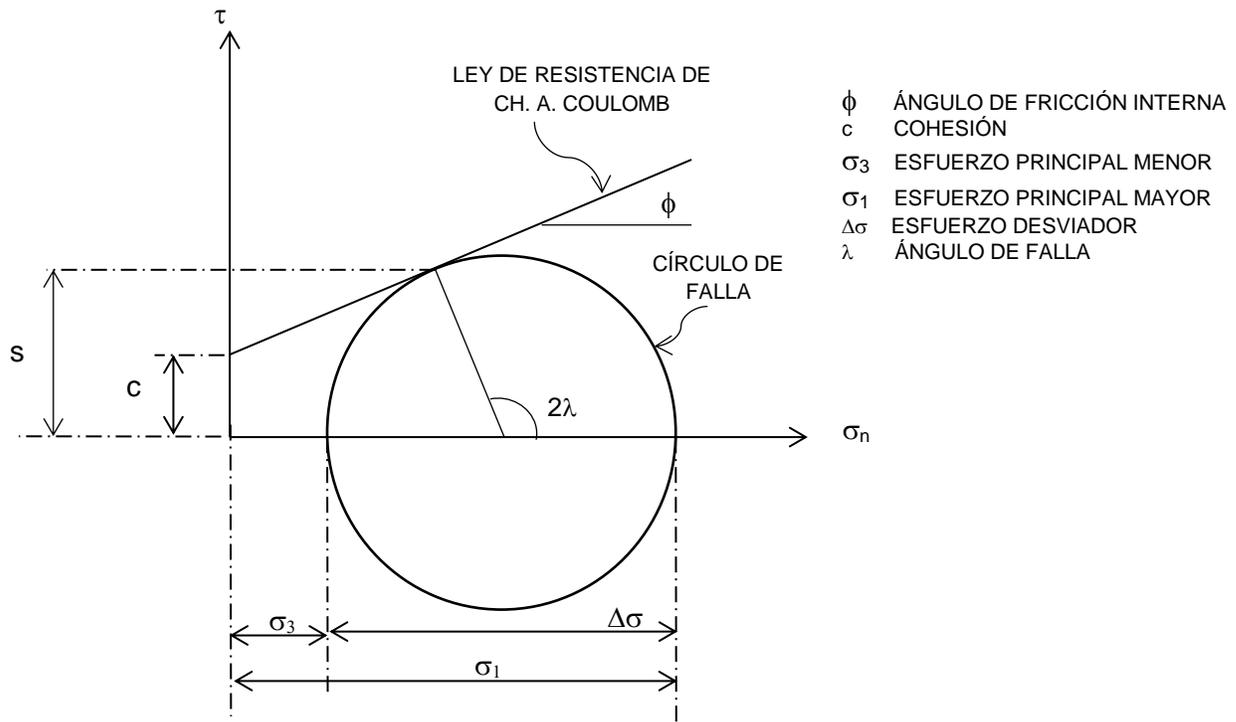


FIGURA 5.- REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA LEY DE RESISTENCIA MOHR - COULOMB



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

En la Tabla 1 se presentan valores típicos de la translación necesaria que debe experimentar el muro para desarrollar el estado activo de equilibrio plástico.

TABLA 1.- PORCENTAJE DE TRANSLACIÓN DEL MURO PARA GENERAL EL ESTADO ACTIVO

SUELO	TRANSLACIÓN
CONDICIONES	%
FRICCIONANTE DENSO	0.1 A 0.2 DE H
FRICCIONANTE SUELTO	0.2 A 0.4 DE H
COHESIVO FIRME	1.0 A 2.0 DE H
COHESIVO BLANDO	2.0 A 5.0 DE H

ESTADO ACTIVO

En el caso de los muros, figura 6, el estado de esfuerzos en reposo es representado por el Círculo A; cuando el muro se desplaza o gira, los esfuerzos horizontales disminuyen, manteniéndose constante el esfuerzo vertical, de esta manera se modifica el estado de esfuerzo, incrementándose el esfuerzo desviador $\Delta\sigma$, hasta convertirse en un círculo de falla.

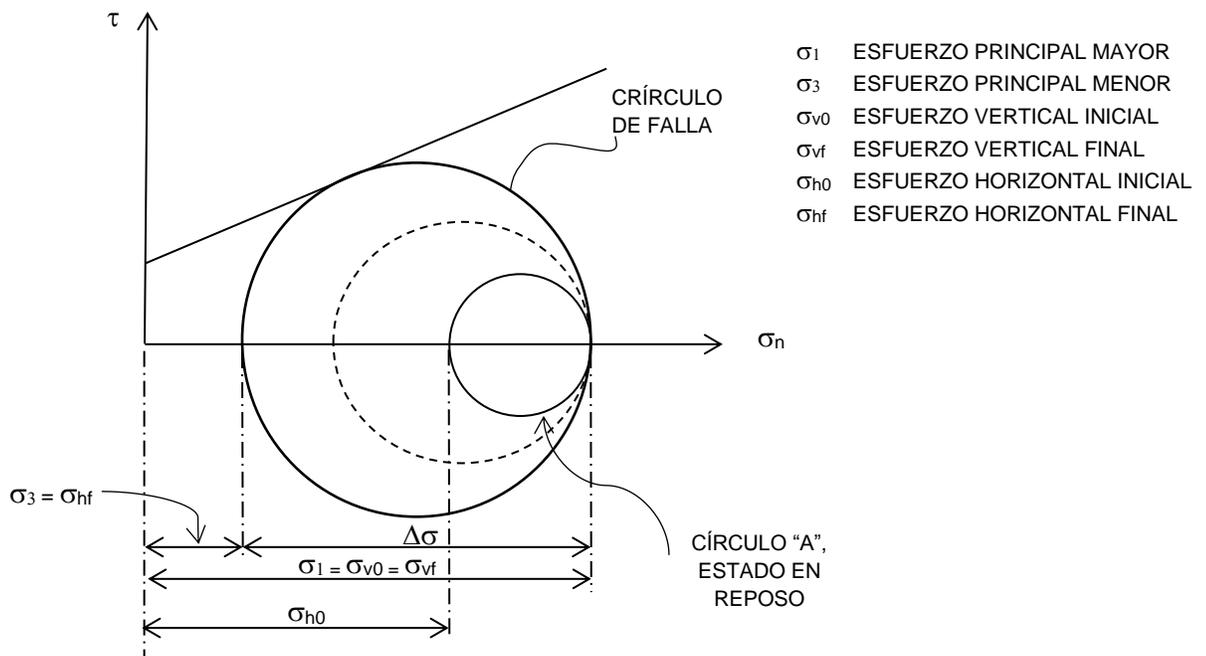


FIGURA 6.- REPRESENTACIÓN GRAFICA DEL ESTADO ACTIVO

ESTADO PASIVO

El estado pasivo se desarrolla cuando, a partir del estado de reposo o de cualquier otro estado, el esfuerzo horizontal se incrementa al actuar el muro "contra" el relleno, de esta manera el esfuerzo



horizontal se incrementa y el esfuerzo vertical se mantiene constante como en el caso anterior. Este estado de esfuerzos representado en la figura 7.

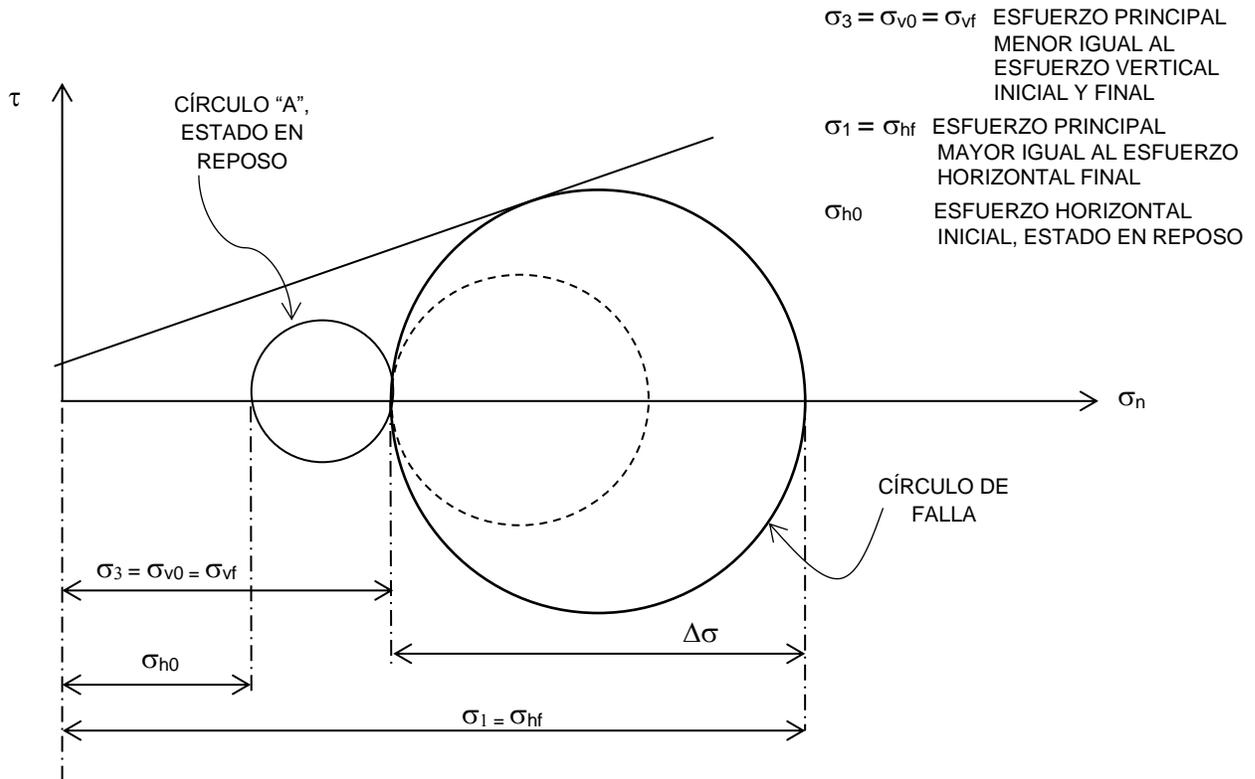


FIGURA 7.- REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL ESTADO PASIVO

1.6.- CÁLCULO DE ESFUERZOS HORIZONTALES

Charles A. Coulomb, en 1776, fue el primero en estudiar y proponer como calcular las presiones laterales sobre del suelo sobre los muros de contención. Su teoría se basa en las siguientes hipótesis de trabajo:

- El suelo es un medio homogéneo, cohesivo - friccionante.
- La superficie de falla del relleno es plana.
- Las fuerzas de fricción están uniformemente distribuidas a lo largo de la superficie de falla.
- La cuña de falla se comporta como cuerpo rígido.
- Existe fricción entre el relleno y el respaldo del muro. La cuña de falla se desliza sobre del respaldo del muro generando fuerzas resistentes por fricción en esa frontera.
- El problema es bidimensional, la longitud del muro es infinita, las condiciones de borde no se consideran.

De acuerdo a Coulomb las fuerzas que actúan sobre del muro en consiciones estáticas son:



2.- DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS EXTERNAS QUE ACTÚAN EN LOS MUROS

2.1.- EMPUJE ACTIVO

Dado a que en el estado activo, el esfuerzo principal mayor es el vertical, σ_v , y el esfuerzo principal menores el horizontal, σ_h , de la relación de esfuerzos principales se obtiene:

$$\sigma_v = \sigma_h N_\phi + 2 c N_\phi^{0.5}$$

De aquí, $\sigma_h = \sigma_v / N_\phi - 2 c / N_\phi^{0.5}$

$$N_\phi^{-1} = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = k_a$$

k_a coeficiente activo de empuje de tierras, siempre es menor de la unidad.

$$\sigma_h = \sigma_v k_a - 2 c k_a^{0.5}$$

De esta manera, para un relleno de arena, con cohesión nula, la distribución de esfuerzos horizontales queda como se indica en la figura 8.

El empuje activo, E_a , será la integración o suma de los esfuerzos horizontales:

$$\int_{h=0}^{h=H} \gamma k_a h dh = \frac{1}{2} (\gamma k_a H^2)$$

Así, el empuje activo se define como la superficie del diagrama de los esfuerzos horizontales, σ_h , que en este caso por ser un triángulo. Así, el empuje activo se define como la superficie del diagrama de los esfuerzos horizontales, σ_h .

$$E_a = 0.5 (\gamma H k_a) H = 0.5 \gamma k_a H^2$$

De otra manera:

$$\text{Para, } z = 0, \sigma_h = 0$$

$$\text{Para, } z = H, \sigma_h = \sigma_v k_a = \gamma H k_a$$

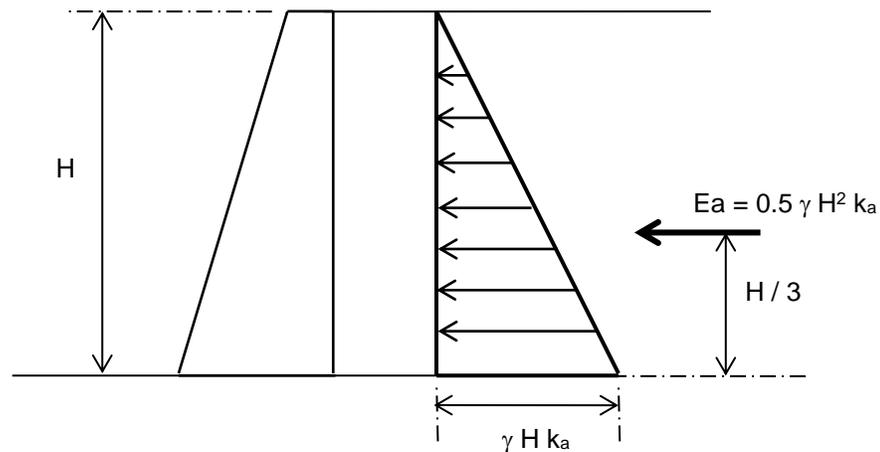


FIGURA 9.- DIAGRAMA DE ESFUERZOS HORIZONTALES PARA $c = 0$

2.2.- EMPUJE PASIVO

Para el empuje pasivo, E_p , el esfuerzo principal menor es el vertical y el principal mayor es el horizontal, se obtiene de la relación de esfuerzos principales:

$$\sigma_h = \sigma_v N_\phi + 2 c N_\phi^{0.5}$$

Siendo $N_\phi = k_p$, el coeficiente pasivo de empuje de tierras para las condiciones de superficie del relleno horizontal, respaldo del muro vertical y fricción entre muro y relleno nula. La magnitud de k_p siempre será mayor de la unidad.

La magnitud del empuje pasivo también se determina por el área del diagrama de esfuerzos horizontales.

2.3.- FUERZAS DEBIDAS AL SISMO

El Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, CFE, en su capítulo Diseño por Sismo, divide al país en cuatro zonas, según sea la magnitud y frecuencia de los sismos, figura 10.

- Zona A. Escasa actividad sísmica y de baja magnitud.
- Zona B. Magnitud intermedia y sismos poco frecuentes.
- Zona C. Sismos frecuentes y magnitud de media a alta.
- Zona D. Sismos muy frecuentes de alta magnitud.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Para las zonas A y B, se deberá considerar únicamente la fuerza inercial horizontal y para las zonas C y D ambas fuerzas, vertical y horizontal.

Dado a que el cálculo del empuje activo considerando las fuerzas generadas por el sismo en los muros requiere de análisis complejos de la interacción suelo – estructura. Se ha optado por aplicar el criterio propuesto por Okabe en 1926 y modificado por Mononobe y Matsuo en 1929, que hoy se conoce como Mononobe – Okabe, ya que ha dado resultados satisfactorios.



FIGURA 10.- ZONAS SÍSMICAS DE MÉXICO

En el criterio de Mononobe – Okabe se establecen una serie de consideraciones conservadoras que simplifican el problema. Las hipótesis son:

- i. El suelo es homogéneo y puramente friccionante.
- ii. La presión de poro es nula.
- iii. La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- iv. La superficie de falla es plana y pasa por el talón del muro.
- v. Los desplazamientos de la corona del muro varían entre el 0.1% y el 0.5% de su altura.
- vi. La aceleración es uniforme en toda la cuña.
- vii. El muro tiene la longitud suficiente para desprestigiar los efectos de frontera. El problema es bidimensional.

Así, el empuje activo dinámico, E_{ad} , se determina con la igualdad:

$$E_{ad} = [0.5 \gamma H^2 + qH] (1 - c_{sv}') k_{ad}$$

Siendo:



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

γ	peso volumétrico del relleno
H	altura del muro
q	sobrecarga
k_{ad}	coeficiente activo dinámico
c_{sv}'	coeficiente sísmico vertical, $c_{sv}' = 0.7 c_{sh}'$

$$k_{ad} = \cos^2 (\phi - \theta - \rho) / \{ \cos \theta \cos^2 \rho \cos (\delta + \rho + \theta) [1 + [\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \theta - \beta) / \cos (\delta + \beta + \theta) \cos (\beta - \rho)]^{0.5}]^2 \}$$

Donde:

ρ	ángulo de inclinación del respaldo respecto a la vertical, $\rho = (90^\circ - \alpha)$, siendo α el ángulo de inclinación del respaldo del muro respecto a la horizontal.
δ	ángulo de fricción entre el relleno y el respaldo del muro.
θ	ángulo que forman la resultante de las fuerzas de inercia y el peso de la cuña de falla.

$$\theta = \arctan [c_{sh}' / (1 - c_{sv}')]]$$

c_{sh}'	coeficiente sísmico horizontal reducido por Q
c_{sv}'	coeficiente sísmico vertical

El incremento dinámico del empuje, ΔDE_{ad} , es la diferencia entre los empujes E_a y E_{ad} , su diagrama de esfuerzos es un triángulo invertido, con la base hacia arriba. El empuje ΔDE_{ad} se localiza, según Seed y Whitman, a $0.6 H$ de la base del muro.

La fuerza de inercia desarrollada por el peso del muro, F_{ih} , actúa en el centroide del muro, su magnitud está dada por la siguiente igualdad:

$$F_{ih} = c_{sh}' W$$

Siendo:

F_{ih}	fuerza horizontal generada por el sismo
c_{sh}'	coeficiente sísmico reducido
	$c_{sh}' = c_s / Q$
	c_s coeficiente sísmico
	Q factor de comportamiento sísmico, $Q = 3$
W	peso propio del muro

2.4.- PRESIONES DE CONTACTO

Los muros por su geometría y fuerzas horizontales presentan de origen excentricidad por lo tanto la presión de contacto entre la base del muro y el suelo no es uniforme. La variación de la presión puede evaluarse por medio de la fórmula de la Escuadría que define al esfuerzo total como la suma de los esfuerzos a compresión más los originados por la flexión, es decir, la excentricidad generada por los empujes estáticos, sísmicos y el peso del muro. Se considera que la base del muro es rígida en relación a la del suelo. Así, la expresión que define las magnitudes de las presiones máxima y mínima, entre el pie y talón es:



$$q = W / B L [1 \pm 6 e / B]$$

Donde:

q	presión de contacto que puede ser máxima o mínima
W	peso del muro
B y L	ancho de base y largo de muro
e	excentricidad

2.5.- PRESIÓN HIDROSTÁTICA

El agua por ser un medio isotrópico, es decir que tiene las mismas propiedades en cualquier dirección, en este caso los esfuerzos horizontales y verticales, para una profundidad dada tienen la misma magnitud. Así, la presión horizontal o presión hidrostática, σ_w , está dada por:

$$\sigma_w = \gamma_w Z$$

Siendo:

γ_w	peso volumétrico de agua, 10 kN/m ³
z	profundidad considerada

De esta manera, un muro de 10 m de altura, que contenga agua cuya superficie libre coincida con la del relleno, tendrá un empuje hidrostático, E_w , de:

$$\text{Para } z = 0 \text{ m; } \sigma_w = 0$$

$$\text{Para } z = H = 10 \text{ m; } \sigma_w = 10 (10) = 100 \text{ kPa}$$

El empuje hidrostático es: $E_w = (10) 100 / 2 = 500 \text{ kN/m}$, aplicado a un tercio de la altura, 3.33 m.

Los efectos que tiene el agua en la estabilidad de los muros es siempre negativa, aumenta el peso volumétrico del suelo, disminuye su cohesión, es decir, su resistencia al esfuerzo cortante, incrementa en 50% o más la magnitud del empuje activo. Si llega a establecerse el flujo, genera fuerzas de filtración, subpresión, disminuye su capacidad de carga del suelo de soporte, se puede llegar a presentar tubificación y finalmente el colapso del muro.

3.- SISTEMAS DE DRENAJE

Dados los efectos negativos del agua cuando llega a acumularse en el relleno, se hace indispensable de instalación de un sistema de drenaje. Este sistema debe tener como principales objetivos despresurizar el agua y drenarla. La salida del agua deberá ser siempre por el camino más corto, siendo de preferencia aquel en el cual no atravesase el suelo de desplante del muro.

3.1.- FILTROS



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Con los filtros se deberán cumplir los objetivos arriba citados. Permitirán el paso del agua e impedirán la migración de las partículas sólidas.

Pueden ser prefabricados, de materiales graduados, gravas y/o arenas encapsuladas en geotextiles, o bien gravas y/o arenas encostaladas.

Los filtros deberán cumplir con las siguientes condiciones:

Los vacíos del material filtrante deberá ser de tal tamaño que evite la erosión del suelo adyacente.

Los suelos o materiales filtrantes deberán evitar la generación del exceso hidrostático.

Las partículas del filtro deberán ser químicamente estables e inertes a la calidad del agua con la que estarán en contacto.

Por el criterio de filtración:

En suelos uniformes:

$$\begin{array}{l} \text{Si:} \quad D_{60} \text{ (suelo)} / D_{10} \text{ (suelo)} \leq 1.5 \\ \text{Entonces:} \quad D_{15} \text{ (filtro)} \leq 6 D_{85} \text{ (suelo)} \end{array}$$

Suelos bien graduados:

$$\begin{array}{l} \text{Si:} \quad D_{60} \text{ (suelo)} / D_{10} \text{ (suelo)} \geq 4.0 \\ \text{Entonces:} \quad D_{15} \text{ (filtro)} \leq 40 D_{15} \text{ (suelo)} \end{array}$$

Por el criterio de permeabilidad:

$$D_{15} \text{ (suelo)} \geq 4.0 D_{15} \text{ (suelo)}$$

Dado el trabajo “artesanal” para la construcción de filtro, actualmente se construyen filtros de grava y/o arena encapsulados en geotextil no tejidos o prefabricados dispuestos de tal manera que el agua que pudiera infiltrarse al relleno sea expulsada con facilidad y rapidez.

La importancia de los filtros y drenes es, principalmente, eliminar o al menos reducir el exceso de presión hidrostática que pudiera generarse en el cuerpo del terraplén, y desde luego la expulsión el agua fuera del relleno.

3.2.- DRENES

El dren es un ducto que debe conducir el agua fuera del relleno y del muro. Como drenes pueden funcionar tuberías de PVC hidráulico o concreto, también grava encapsulada en geotextil. En el mercado hay drenes prefabricados como las marcas Maccaferri y Amanco, entre otras.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FOTOGRAFÍA 4.- FILTRO DE GRAVA ENCAPSULADA EN GEOTEXTIL, DENSIDAD 200 gcm⁻²



FOTOGRAFÍA 5.- INSTALACIÓN DE DRENES DE PVC EN UN MURO DE CONCRETO CICLÓPEO



FOTOGRAFÍA 6.- GEODREN PLANAR DE AMANCO



3.3.- SELECCIÓN DEL SUELO DE RELLENO

De preferencia se deberá elegir un suelo que sea fácil de compactar, que pequeñas variaciones en su contenido de agua no alteren sustancialmente sus características de plasticidad. Básicamente debe ser friccionante con cierto porcentaje de suelos finos poco plásticos que cemen ten las partículas gruesas, gravas y arenas. El tamaño máximo de las partículas sólidas estará en función al espesor de la capa de suelo suelto. Si la capa por compactar tiene espesores entre los 20 y 30 cm, el tamaño máximo de los sólidos recomendables es de 50 mm.

A partir de la experiencia en de trabajos en terracería se recomienda, en caso de que se pueda seleccionar, que los suelos de relleno cumplan con las siguientes características:

Porcentaje de gravas	< 20%
Porcentaje de finos	de 15% a 25%
Límite líquido	≤ 35%
Índice plástico	≤ 20%
Contracción lineal	< 5.0%
Tamaño máximo de las partículas	50 mm
Sobre tamaños	75 mm
Porcentaje de sobre tamaños	≤ 15%
Peso específico seco máximo	≥ 16 kNm ⁻³
Grado de compactación	≥ 95%
Contenido óptimo de humedad	≤ 20%
Cohesión	≥ 40 kPa
Ángulo de fricción interna	≥ 32°

Es importante señalar que a mayor contenido de suelos finos plásticos el contenido óptimo de agua se incrementa, el proceso de compactación se dificulta debido a que por un pequeño incremento en el contenido de agua respecto al contenido óptimo el suelo se “aguachirna”, adquiere la consistencia de una crema, el peso volumétrico seco disminuye así como los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, y en consecuencia el empuje aumenta.

3.4.- COMPACTACIÓN

La compactación es un mejoramiento mecánico del suelo. Los objetivos principales de compactar un suelo son incrementar sus parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, aumentar su peso volumétrico seco, disminuir la deformabilidad, disminuir la permeabilidad, esto se logra al incrementar la cantidad de sólidos por metro cúbico, en consecuencia la disminución de vacíos.

El establecimiento del grado de compactación que se deberá alcanzar como mínimo durante la construcción del relleno está en función al grado de compactación con el que se definieron las propiedades mecánicas e índices del suelo en el laboratorio, mismas que se emplean para el cálculo de los empujes. Si las probetas se compactaron al 95% de su peso volumétrico seco máximo, PVSM, en campo el 95% deberá ser el mínimo grado de compactación solicitado. Sin embargo, es recomendable trabajar en el laboratorio y gabinete con un grado de compactación menor al requerido en campo a fin de garantizar las magnitudes de las propiedades del suelo con las que se analizó y diseño el muro.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Conviene indicar que si es factible alcanzar o inclusive pasar el 100% de compactación, esto depende del equipo de compactación con el que se disponga, los espesores de las capas por compactar y del contenido de agua.

Se debe indicar el tipo de prueba de compactación así como la energía de compactación aplicada, con la que se debe medir el grado de compactación del relleno a menos que la granulometría del suelo no cambie sustancialmente. La selección de la variante de la prueba para definir el PVSM del suelo depende, entre otros factores, de la granulometría del suelo.

Si la granulometría del suelo cambia, deberá determinarse el PVSM con la variante correspondiente y verificar si se cumplen con los parámetros de resistencia y propiedades índices con las que se diseñó el muro.

Básicamente se tienen las pruebas Proctor Estándar y la Proctor Modificada. Para un problema específico puede llegar a modificarse la energía de compactación.

El grado de compactación, GC, es la relación entre el peso volumétrico seco de campo, PVSC, y el PVSM determinado en laboratorio:

$$GC\% = [PVSC / PVSM] 100$$

PRUEBAS PROCTOR

Prueba Proctor Estándar, ASTM 698 - 91

Energía de compactación	600 kN m / m ³
Número de capas	3
Peso del pisón	24.4 N
Altura de caída	304.8 mm

CONCEPTO	MÉTODO A	MÉTODO B	MÉTODO C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	944 cm ³	944 cm ³	2,124 cm ³
Número de golpes del pisón por capa	25	25	56
Características que el suelo debe cumplir	El suelo pasa la malla # 4 23% o menos del suelo es retenido en la malla # 4	El suelo pasa la malla 9.5 mm (3/8") Suelo retenido en la malla # 4 más del 20% 20% o menos es retenido en la malla 9.5 mm (3/8")	El suelo pasa la malla de 19 mm (3/4") Más del 20% es retenido en la malla 9.5 mm (3/8") Menos del 30% es retenido en la malla 19 mm (3/4")

FUENTE: BRAJA M. DAS, PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Prueba Proctor Modificada, ASTM 1557 - 91

Energía de compactación	2,700 kN m / m ³
Número de capas	5
Peso del pisón	44.5 N
Altura de caída	457.2 mm

CONCEPTO	MÉTODO A	MÉTODO B	MÉTODO C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	944 cm ³	944 cm ³	2,124 cm ³
Número de golpes del pisón por capa	25	25	56
Características que el suelo debe cumplir	El suelo pasa la malla # 4 23% o menos del suelo es retenido en la malla # 4	El suelo pasa la malla 9.5 mm (3/8") Suelo retenido en la malla # 4 más del 20% 20% o menos es retenido en la malla 9.5 mm (3/8")	El suelo pasa la malla de 19 mm (3/4") Más del 20% es retenido en la malla 9.5 mm (3/8") Menos del 30% es retenido en la malla 19 mm (3/4")

FUENTE: BRAJA M. DAS, PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

Deberá tener en cuenta que el suelo en estado suelto tiene un grado de compactación del orden del 60% a 70%, pasar de éste grado de compactación al 80% es relativamente fácil, pero incrementar el grado de compactación de 90% al 95% se implica aplicación de mayor energía de compactación, y pasar del 95 % al 100% requiere aún más energía. Esta se logra con más pasadas del equipo, con menor espesor de las capas por compactar o con un peso mayor del equipo de compactación.

Es común incrementar el número de pasadas del rodillo de compactación en una capa para aumentar su grado de compactación, esto es posible siempre y cuando la humedad del suelo se mantenga por medio de riego, en caso contrario se formara una costra que se le ha llamado “encarpetamiento”, que se agrieta por lo que la permeabilidad aumenta y sus resistencia al cortante disminuye, perdiéndose los objetivos de la compactación.

Otro aspecto importante de cuidar es el espesor de la capa por compactar, el espesor en estado suelto, generalmente, varía entre los 20 y 30 cm. Si el equipo para compactar es ligero, habrá que disminuir el espesor de la capa suelta. Así, para “bailarinas” o “patas de elefante”, el espesor no deberá ser mayor de los 12 cm.



FOTOGRAFÍA 7.- COMPACTACIÓN CON BAILARINA PATA DE ELEFANTE



Deberá tenerse en cuenta que la energía de compactación de los rodillos, vibratorios o no, difícilmente compactan capas de 50 cm de espesor suelto. Si por alguna razón el espesor de la capa es mayor a los 50 cm, al intentar compactarla, se compacta únicamente los primeros 20 o 30 cm el resto queda con bajo grado de compactación. De ahí la necesidad de que la profundidades de las calas sean las mismas de la capas compactadas.

En los trabajos de compactación son comunes las diferencias entre la supervisión y en constructor o terraceros, por lo que es necesario, sí esto es factible, hacer una correcta selección del suelo de relleno a fin de que la construcción de los rellenos se efectúen eficaz y eficientemente con el beneficio económico de todos los participantes y desde luego de la obra.

En caso de que los suelos disponibles no sean de la calidad deseada, se podrán mejorar sus propiedades índices y mecánicas por medio de una mezcla de ellos o bien por la adición de cal o cemento, según sean las propiedades del suelo por mejorar.

4.- DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

4.1.- PREDIMENSIONAMIENTO

Una vez que se han definido el problema, como son los desniveles por salvar, las propiedades físicas y mecánicas del suelo de cimentación y del suelo de relleno, así como las características topográficas y sísmicas del lugar, se procede a efectuar los diseños geotécnico y estructural. En este número únicamente se tratará el diseño geotécnico.

El diseño consiste fundamentalmente en predimensionar el muro para calcular las fuerzas que actuaran en él para revisar su estabilidad externa, las revisiones fundamentales son las siguientes y si se requiere la revisión de la estabilidad de taludes:

Contra deslizamiento
Contra volteo
Capacidad de carga
Asentamientos

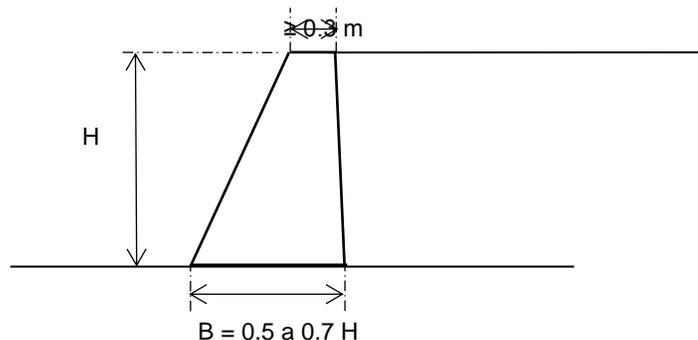
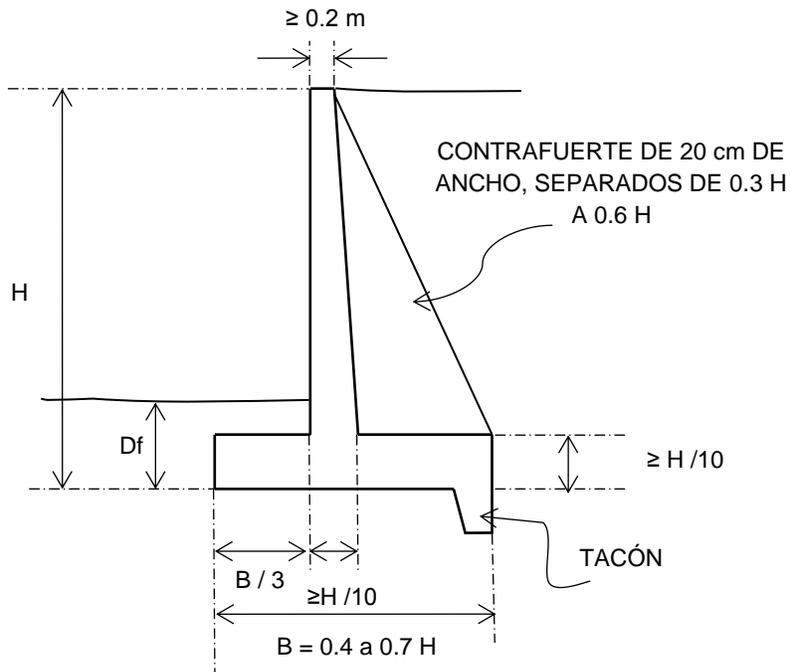


FIGURA 11.- PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE GRAVEDAD



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



EL CONTRAFUERTE REDUCE EL PERALTE DE LA PARED DEL MURO, EN ESTE CASO EL ARMADO PRINCIPAL ES HORIZONTAL YA QUE LA PARED ESTÁ APOYADA EN LOS CONTRAFUERTE.

EN LOS MUROS EN CANTILIVER, SIN CONTRAFUERTE, EL ARMADO PRINCIPAL ES VERTICAL.

FIGURA 12.- PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

4.2.- EJEMPLO DE DISEÑO DE UN MURO DE CONCRETO CICLÓPEO

ANTECEDENTES

Para alcanzar el nivel de proyecto de una cancha de usos múltiples que se ubica en la esquina que forman las calles Gral. José Luis Copado esquina con Gral. Saúl de Santiago, Paraje El Cachorro, Barrio San Carlos, ciudad Xibalba, se requiere la construcción de un muro de contención.

Los alcances de este diseño son:

- A partir de las características físicas y mecánicas de los suelos, natural y relleno compacto diseñar geotécnicamente el muro de contención, determinar la capacidad de carga del terreno y la magnitud de los probables asentamientos.
- Establecer las conclusiones y recomendaciones geotécnicas y constructivas que se consideren convenientes.

FACTOR DE SEGURIDAD



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

En primera instancia habrá que definir el factor de seguridad para las diferentes combinaciones de carga. En la definición de los factores de seguridad participan diferentes actores, los criterios del diseñador, la opinión del dueño, la compañía de seguros, la importancia de la obra y el tipo de obra, entre otros.

Es común fijar 1.5 como mínimo para las condiciones estáticas y 1.3 para las condiciones dinámicas. Para este caso los factores de seguridad son precisamente esas magnitudes.

PROPORCIONAMIENTO DEL CONCRETO CICLÓPEO

El muro será de concreto ciclópeo, el peso volumétrico del concreto simple es de 20 kN/m^3 , con resistencia a los 28 días de edad de 10.0 MPa, la roca será basalto, el tamaño disponible es de 30 a 60 cm de diámetro. La proporción volumétrica del concreto ciclópeo es de 40% de concreto simple y 60% de piedra.

Se inicia con un predimensionamiento como el que se muestra en la figura 11.

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

Con base en la zonificación geotécnica para la ciudad Xibalba, el sitio de estudio se localiza en la Zona I, la cual se caracteriza por el origen volcánico de sus suelos, fuera de un ambiente lacustre.

El proyecto se ubica en la Sierra Los Burros Blancos, en la cual predominan rocas ígneas y tobas, pertenece a la Provincia Geológica Mexicana No 15, o Faja Volcánica Transmexicana, FVTM.

En la zona abundan las cañadas y rellenos sin control de calidad ni de compactación. Sin embargo, los suelos naturales ofrecen una resistencia al esfuerzo cortante alta y compresibilidad muy baja. De acuerdo al PRODISIS, 0.21 es el coeficiente sísmico de para este sitio.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Para la contención de suelo que conformará la cancha de usos múltiples, se construirá un muro de 100 m de longitud, con alturas variables para contener el relleno, sin embargo se considera una altura media de 6.0 m, entre el nivel de proyecto de la cancha y la superficie natural del terreno.

Para el relleno se empleará material de la zona, toba, la cual será compactada y contenida por el muro en cuestión.

EXPLORACIÓN Y MUESTREO

EXPLORACIÓN

Básicamente, la exploración consistió en una inspección ocular del área en estudio con el fin de detectar accidentes topográficos y geológicos, así como el comportamiento de las estructuras ya construidas. De este reconocimiento se obtiene lo siguiente:



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

- i. El predio se ubica en una ladera de la Sierra Los Burros Blancos. Para construir la cancha fue necesario cortar parte de la ladera, de tal manera que el predio está limitado, al Sureste, por las calles arriba citadas, y al Noroeste por los taludes de los cortes de los cerros. El muro de, aproximadamente 100 m de longitud, tendrá una altura media de 6.0 m.
- ii. Los linderos Oeste y Norte principalmente del predio objeto de este estudio, presentan taludes de diferentes alturas con distintas pendientes.
- iii. Al Sur, calle Gral. Copado, el sistema de drenaje superficial está en buenas condiciones de mantenimiento y operación.
- iv. No se registraron evidencias de mal comportamiento en los pavimentos, guarniciones, en bardas y en general en las construcciones.

MUESTREO

Se excavaron 5 pozos a cielo abierto de hasta 4.0 m de profundidad dentro del suelo natural. De sus paredes y pisos se recuperaron muestras alteradas e inalteradas de tipo cúbico, todas las muestras fueron identificadas y protegidas contra cambios físicos y químicos para ser remitidas a nuestro laboratorio.

ANÁLISIS DE LABORATORIO

PROPIEDADES ÍNDICES

Las características físicas o índices del suelo se determinaron a partir de las pruebas de:

Contenido natural de agua	Lavado por malla N° 200
Peso volumétrico	Granulometría
Límites de Atterberg	Compactación Proctor
Contracción lineal	

PROPIEDADES MECÁNICAS

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, tanto del suelo natural como del material de relleno se determinaron a partir de pruebas de compresión triaxial no consolidada – no drenada, aplicada a probetas cilíndricas labradas de muestras inalteradas, con relación de esbeltez de 2.0.

Los parámetros de resistencia se evaluaron para el 93% de su PVSM.

El suelo que se utilizará como relleno es producto de las excavaciones de la zona, sus características o propiedades índices y mecánicas son:

Tamaño máximo de las partículas	38 mm
Porcentaje de gravas	14%
Porcentaje de arenas	58%
Porcentaje de finos	28%



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Límite líquido	55%
Límite plástico	42%
Contracción lineal	4.9%
Peso volumétrico máximo	18.8 kN/m ³
Peso específico seco máximo	16.07 kN/m ³
Contenido óptimo de humedad	17%
Cohesión*	25 kPa
Ángulo de fricción interna*	30°

*PARA EL 93% DE COMPACTACIÓN

ESTRATIGRAFÍA

Prácticamente se define un solo estrato, de espesor indefinido pero mayor de 4.0 m, de color café claro, con bajo contenido de materia orgánica, raíces. Contenido de agua, medio, de 19.68%; peso volumétrico, promedio, de 17.7 kN/m³; límite líquido de 60.5%; límite plástico de 41.4%; cohesión media de 120 kPa; ángulo de fricción interna de 34°; módulo de elasticidad de 18 MPa; relación de Poisson de 0.32.

Al Norte y Oeste de la zona de estudio existen afloramientos de roca ígnea, basalto, fragmentada, empacada y cementada con arena limosa de color café, así como roca masiva con dos familias de fisuras espaciadas 1.3 m, en promedio.

4.3.- EMPUJE DE TIERRAS

El empuje que el relleno ejercerá sobre del muro de contención se determinó bajo las siguientes consideraciones:

- i. La superficie del relleno es horizontal.
- ii. Sobre de la superficie del relleno actúa una sobrecarga de hasta 20 kPa.
- iii. El respaldo del muro es vertical y no existe fricción entre él y el relleno.
- iv. El relleno posee cohesión y fricción.
- v. No existe presión hidrostática sobre del muro.
- vi. Coeficiente sísmico de 0.21.
- vii. La profundidad de desplante del muro será en toda su longitud de 0.6 m. Los esfuerzos inducidos por el peso propio del relleno y la sobrecarga se consideran por separado.
- viii. Es válido el criterio de Mononobe – Okabe para el cálculo del incremento dinámico del empuje activo.

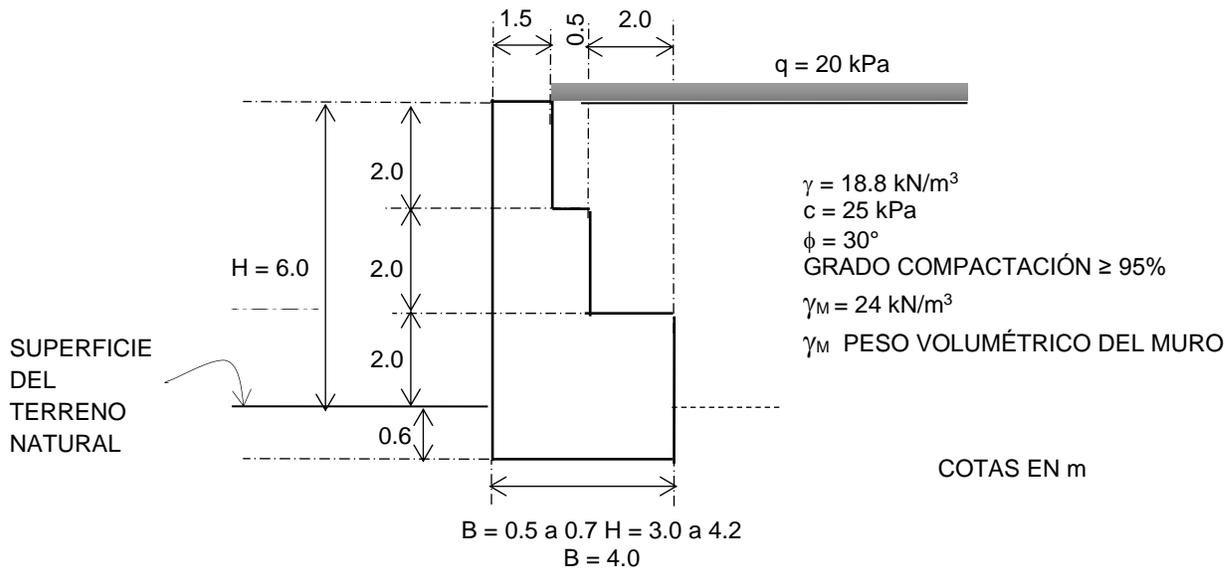
PREDIMENSIONAMIENTO

Tomando en consideración el tamaño de las hojas de triplay, se buscó que la cimbra para los colados fuera de cierto tamaño a fin de no tener que cortar las hojas de triplay. De esta forma la cimbra para los colados tendrá una altura de 2.0 m, ver el croquis siguiente.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



Dadas la cohesión y el ángulo de fricción interna, 120 kPa y 34°, el terreno natural no empuja, para el desplante del muro se excavará una zanja de 4.0 m de ancho, de tal manera que exista un efectivo contacto entre el muro y el suelo natural, así aunque la altura total del muro sea de 6.6 m, la altura del relleno es de 6.0 m únicamente. La distribución de los esfuerzos horizontales se determinó aplicando la relación de esfuerzos principales con la siguiente expresión:

$$\sigma_h = \sigma_v k_a - 2c (k_a)^{0.5}$$

El empuje activo será la suma del empuje por peso propio, Pa_γ , el debido a la sobrecarga, Pa_q , más, en caso de sismo, el generado por la inercia de la cuña de falla, ΔDE_a , y del muro, F_{ih} y F_{iv} .

$$E_a = Pa_\gamma + Pa_q$$

$$k_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = 0.333$$

Calculo del Pa_γ

Para

$$z = 0 \text{ m}; \sigma_v = 0; \sigma_h = -2c (k_a)^{0.5} = -2 (25) (0.333)^{0.5} = -28.85 \text{ kPa}$$

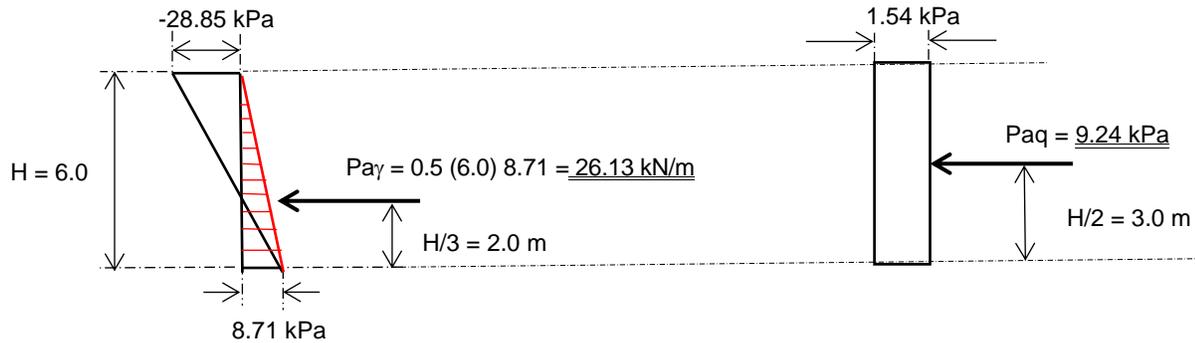
$$z = 6.0 \text{ m}; \sigma_v = 18.8 (6.0) = 112.80 \text{ kPa}; \sigma_h = 112.80 (0.333) - 28.85 = 8.71 \text{ kPa}$$

Se considera una distribución hidrostática de los esfuerzos horizontales, como se indica en la siguiente figura, así el empuje generado por el peso propio es de 26.13 kN/m.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



Calculo del Paq

Para el cálculo de los esfuerzos por sobrecarga, considerando la cohesión del relleno, se calcula un coeficiente k_a' como si el suelo fuera puramente friccionante.

$$\sigma_h = \sigma_v k_a'; \quad k_a' = \sigma_h / \sigma_v = 8.71 / 112.80 = 0.077$$

Para

$$z = 0; \quad \sigma_v = q; \quad \sigma_h = q k_a' = 1.54 \text{ kPa}$$

$$z = 6.0; \quad \sigma_v = 20; \quad \sigma_h = \sigma_v k_a' = 1.54 \text{ kPa}$$

$$E_a = Pa_\gamma + Pa_q = 26.13 + 9.24 = \underline{\underline{35.37 \text{ kN/m}}}$$

4.4.- CONDICIONES DINÁMICAS

Calculo de ΔDE_a

$$\Delta DE_a = E_{ad} - E_a$$

$$E_{ad} = (0.5 \gamma H^2 + qH) (1 - c_{sv'}) k_{ad}$$

$$c_{sh} = 0.21; \quad c_{sh}' = c_{sh} / Q = 0.21 / 3 = 0.07; \quad c_{sv}' = 0.7 (0.07) = 0.05$$

$$\theta = \arctan [c_{sh}' / (1 - c_{sv}')] = \arctan [0.07 / 1 - 0.05] = 4.21^\circ$$

$$k_{ad} = \cos^2 (\phi - \theta - \rho) / \{ \cos \theta \cos^2 \rho \cos (\delta + \rho + \theta) [1 + [\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \theta - \beta) / \cos (\delta + \beta + \theta) \cos (\beta - \rho)]^{0.5}]^2 \}$$

$$\rho = (90^\circ - \alpha) = 90^\circ - 90^\circ = 0^\circ$$

$$k_{ad} = \cos^2 (30 - 4.21^\circ) / \{ \cos 4.21^\circ \cos 0^\circ \cos (4.21^\circ) [1 + [\sin (30^\circ) \sin (30^\circ - 4.21^\circ) / \cos (4.21^\circ) \cos (0^\circ)]^{0.5}]^2 \}$$



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

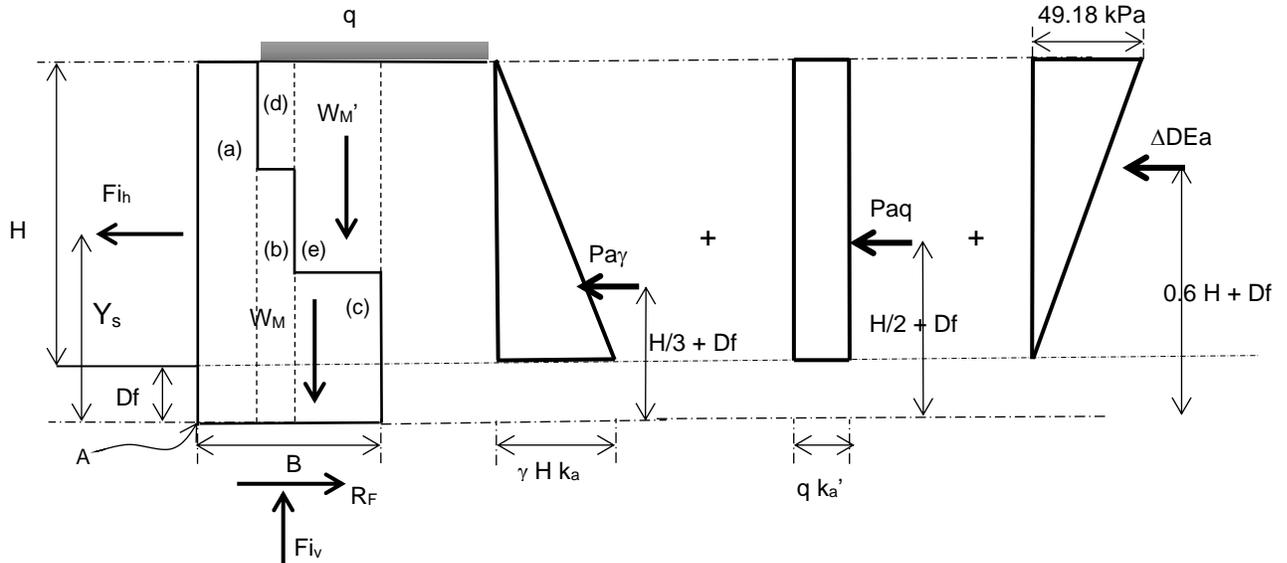
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

$$K_{ad} = 0.420$$

$$E_{ad} = [0.5 (18.8) 6.0^2 + 20 (6.0)] (1 - 0.05) 0.420 = \underline{182.90 \text{ kN/m}}$$

$$\Delta DEa = E_{ad} - E_a = 182.90 - 35.37 = \underline{147.53 \text{ kN/m}}$$

FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE DEL MURO



$$W = W_M + W_M'$$

W_M peso propio del muro

W_M' peso propio del suelo que está sobre del muro

ΣW peso total del muro

Y_s distancia vertical del centroide del muro a la base del mismo

R_F resistencia por fricción entre la base del muro y el suelo de desplante

Para determinar el peso del muro, éste se dividió en cinco secciones, para cada sección se determinó sus distancias centroidales vertical y horizontal, las operaciones y resultados se presentan en la siguiente tabla:

SECCIÓN	W_M	W_M^*	x	y	$W_M^* x$	$W_M y$	$W_{MCsh'}$	$W_M Csh' y$
Letra	kN/m	kN/m	m	m	kN-m / m	kN-m / m	kN/m	kN-m / m
a	237.60	225.72	0.75	3.30	169.29	784.08	16.63	54.88
b	55.20	52.44	1.75	2.15	91.77	118.68	3.86	8.30
c	124.80	118.56	3.00	1.30	355.68	162.24	8.74	11.36
d	18.80	17.86	1.75	5.60	31.26	105.28	1.32	7.39
e	150.40	142.88	3.00	4.60	428.64	691.84	10.53	48.44
	$\Sigma 586.80$	$\Sigma 557.46$			$\Sigma 1,076.64$	$\Sigma 1,862.12$	$\Sigma 41.08$	$\Sigma 130.37$



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

$$W_M^* = W_M (1 - c_{sv}')$$

$$\Sigma W_M = 586.80 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma W_M^* = 557.46 \text{ kN/m}$$

$$F_{ih} = \Sigma W_{c_{sh}'} = \underline{41.08 \text{ kN/m}}$$

$$X = 1,076.64 / 557.46 = 1.93 \text{ m del punto A}$$

De esta manera la fuerza deslizando es la suma de las fuerzas horizontales:

$$\Sigma F_D = F_{ih} + Pa\gamma + Paq + \Delta DEa$$

$$\Sigma F_D = 41.08 + 26.13 + 9.24 + 147.53 = \underline{223.98 \text{ kN/m}}$$

$$Y_s = \Sigma W_{c_{sh}'} y / W_{c_{sh}'} = 130.37 / 41.08 = 3.17 \text{ m}$$

REVISIÓN CONTRA DESLIZAMIENTO Y VOLTEO

Los factores de seguridad contra el deslizamiento y el volteo se evaluaron a partir de las siguientes igualdades:

Factor de seguridad contra deslizamiento:

$$F_{SD} = \Sigma F_R / \Sigma F_D$$

$$\Sigma F_R = \Sigma W_M^* \tan \phi_a$$

De acuerdo con el criterio del Dr. Karl von Terzaghi, el ángulo de fricción entre la base del muro y el suelo, ϕ_a , varía entre 0.5 y 0.67 del ángulo de fricción del suelo de cimentación:

$$0.5 \phi \leq \phi_a \leq (2/3) \phi$$

En este caso ϕ_a se iguala a 20°

$$\Sigma F_R = \Sigma W_M^* \tan 20^\circ = 557.46 \tan 20^\circ = \underline{202.90 \text{ kN/m}}$$

$$\Sigma F_D = \underline{223.98 \text{ kN/m}}$$

$$F_{SD} = 202.90 / 223.98 = \underline{0.91 < 1.3 \text{ NO CUMPLE, TEÓRICAMENTE SE DESLIZA}}$$

Factor de seguridad contra volteo:

$$F_{SV} = \Sigma M_R / \Sigma M_V$$



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

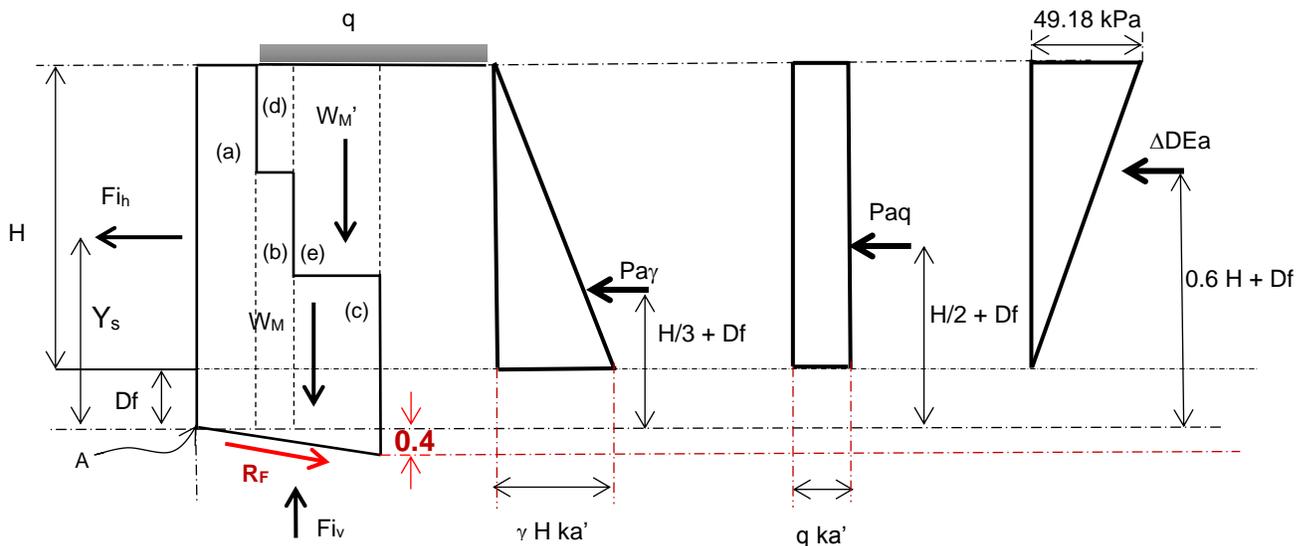
$$\Sigma M_R = \Sigma W_M^* x = 1,076.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_V = \Sigma W_{c_{sh}}'y + Pa_\gamma (2.6) + Pa_q (3.6) + \Delta DEa (3.60)$$

$$\Sigma M_V = 130.37 + 26.13 (2.60) + 9.24 (3.60) + 147.53 (4.20) = 851.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$F_{sv} = 1,076.94 / 851.20 = \underline{1.27} < 1.3 \text{ NO CUMPLE, TEORICAMENTE SE VOLTEA}$$

Para estabilizar el muro se pueden seguir diferentes criterios, incrementar el peso del muro o inclinar la superficie de desplante, además de otros más. En este caso se inclinará la superficie de desplante 10% de su base hacia el relleno. De ésta manera la altura del muro en el respaldo aumentará de 6.60 a 7.00 m.



La fuerza resistente R_F actúa paralela a la superficie inclinada de desplante. Las demás fuerzas deberán descomponerse respecto a esa superficie de deslizamiento. Dado a que se está despreciando el empuje del terreno natural por tener una cohesión de 120 kPa y 34° de ángulo de fricción interna, el único cambio que se registra es en el peso del muro:

Revisión contra deslizamiento

$$\Delta W_M = 0.5 (4.0) 0.4 (24) = 19.20 \text{ kN/m}; x = 2.67 \text{ m}$$

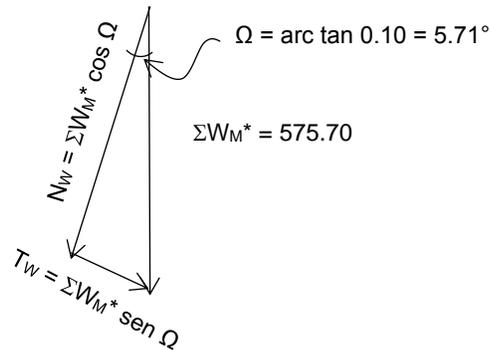
$$\Delta W_M^* = 19.20 (0.95) = 18.24 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma W_M^* = 557.46 + 18.24 = 575.70 \text{ kN/m}$$



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

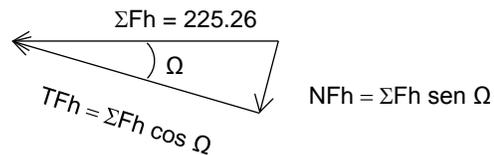


$$N_W = 575.70 \cos 5.71^\circ = 572.84 \text{ kN/m}$$

$$T_W = 575.70 \text{ sen } 5.71^\circ = 57.28 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma W_{M_{Csh}'} = 41.08 + 18.24 (0.07) = 42.36 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma F_h = \Sigma W_{M_{Csh}'} + Pa_\gamma + Pa_q + \Delta DEa = 42.36 + 26.13 + 9.24 + 147.53 = 225.26 \text{ kN/m}$$



$$\Sigma NF_h = 225.26 \text{ sen } 5.71^\circ = 22.41 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma TF_h = 225.26 \cos 5.71^\circ = 224.14 \text{ kN/m}$$

$$F_{sD} = [572.84 + 22.41] \tan 20^\circ / [224.14 - 57.28] = \underline{\underline{1.30 \text{ CUMPLE, ESTÁ EN EL LÍMITE}}}$$

Revisión contra volteo

$$\Delta W_{M^*} x = 19.20 (2.67) = 51.26 \text{ kN-m / m}$$

$$\Sigma M_R = \Sigma W_{M^*} x + \Delta W_{M^*} x = 1,076.64 + 51.26 = 1,127.90 \text{ kN-m/m}$$

$$\Sigma M_V = 41.08 (3.17) + 26.13 (2.60) + 9.24 (3.60) + 147.53 (4.20) = 851.20 \text{ KN-m}$$

$$F_{sv} = 1,127.90 / 851.05 = \underline{\underline{1.33 > 1.3 \text{ CUMPLE}}}$$

Para la suma de momentos de volteo no se consideró el momento generado por el incremento del peso por estar bajo el punto A.

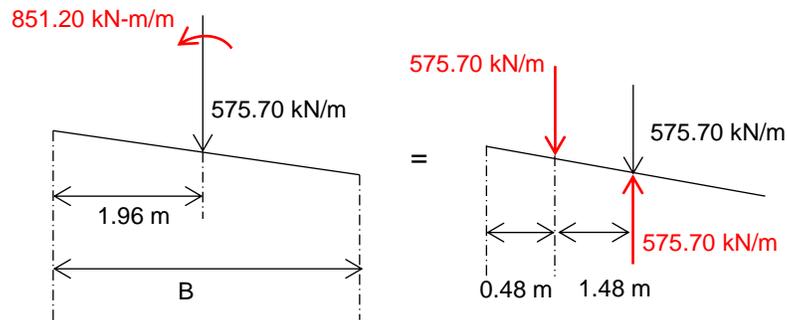


DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

CALCULO DE LAS PRESIONES DE CONTACTO, CONDICIONES DINÁMICAS

De la ecuación de la Escudría se definen las presiones de contacto:



$$\Sigma W_M^* x + \Delta W_M^* x = 1,127.90 \text{ kN-m/m}$$

$$\Sigma W_M^* + \Delta W_M^* = 575.70 \text{ kN/m}$$

$$X = (\Sigma W_M^* x) + (\Delta W_M^* x) / (\Sigma W_M^* + \Delta W_M^*) = 1.96 \text{ m}$$

$$d = 851.20 / 575.70 = 1.48 \text{ m}$$

$$e = 2.00 - 0.48 = 1.52 \text{ m}; \underline{e > B/6, \text{ la resultante está fuera del tercio medio}}$$

No es recomendable que la resultante quede fuera del tercio medio. Sin embargo, se continuará con el cálculo debido a que las fuerzas que generan esta condición son accidentales. Más adelante se revisarán los esfuerzos en condiciones estáticas, si se mantiene la resultante fuera del tercio medio se modificará la sección del muro.

$$q = W / B L [1 \pm 6 e / B] = [575.70 / 4 (1)] / \{1 \pm [6 (1.52) / 4.00]\}$$

$$q_{\text{máx}} = \underline{472.09 \text{ kPa}}$$

$$q_{\text{mín}} = \underline{-184.23 \text{ kPa}}$$

$$B' = B - 2 e = 4.0 - 2 (1.52) = 0.96 \underline{\text{m}}$$

4.5.- CONDICIONES ESTÁTICAS

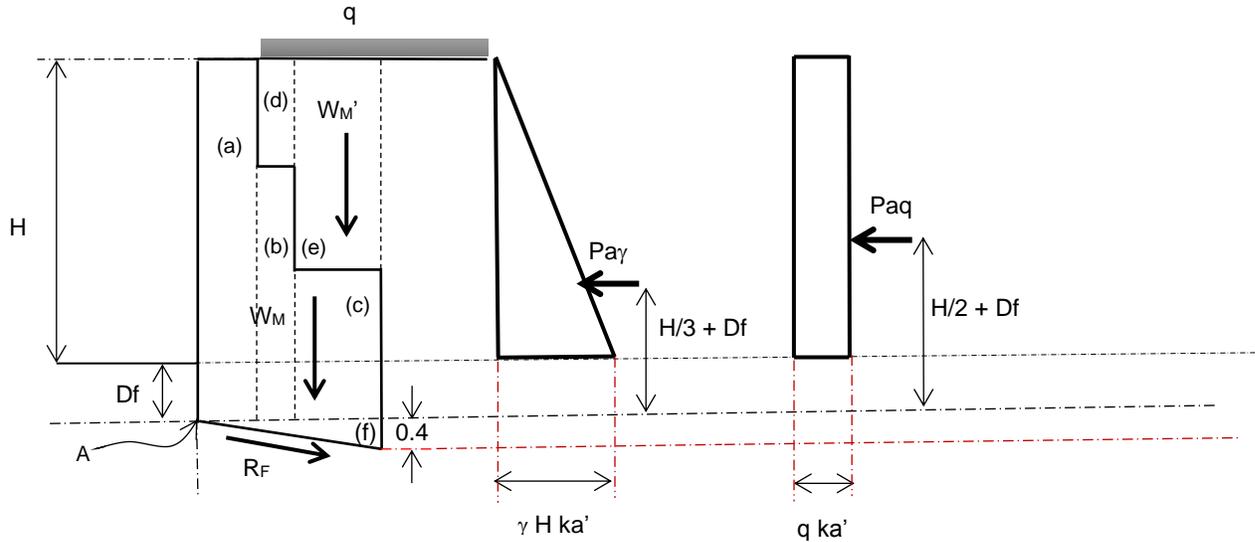
$$\Sigma W_M = 586.80 + \Delta W_M = 586.80 + 19.20 = 606.00 \text{ kN/m}$$



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

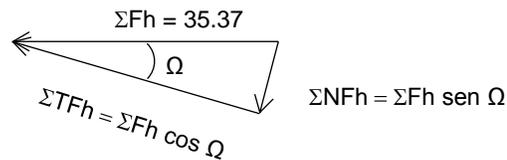
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE DEL MURO



SECCIÓN	W_M	x	$W_M x$
Letra	kN/m	m	kN-m / m
a	237.60	0.75	178.20
b	55.20	1.75	96.60
c	124.80	3.00	374.40
d	18.80	1.75	32.90
e	150.40	3.00	451.20
f	19.20	2.67	51.26
	$\Sigma 606.00$		$\Sigma 1,184.56$

$$\Sigma F_h = Pa_\gamma + Pa_q = 26.13 + 9.24 = 35.37 \text{ kN/m}$$



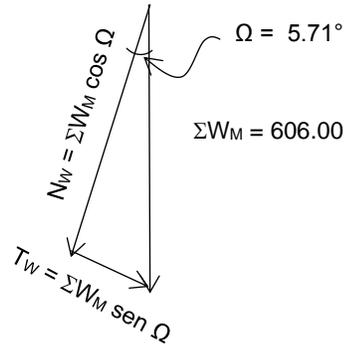
$$\Sigma NF_h = 35.37 \text{ sen } 5.71^\circ = 3.52 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma TF_h = 35.37 \text{ cos } 5.71^\circ = 35.19 \text{ kN/m}$$



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



$$N_W = 606.00 \cos 5.71^\circ = 602.99 \text{ kN/m}$$

$$T_W = 606.00 \sin 5.71^\circ = 60.29 \text{ kN/m}$$

$$R_F = (N_W + \Sigma NF_h) \tan 20^\circ = (602.99 + 3.52) \tan 20^\circ = 220.75 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma TF_h = 35.19$$

$$F_{SD} = 220.75 / 35.19 = \underline{\underline{6.27 > 1.50, \text{ CUMPLE}}}$$

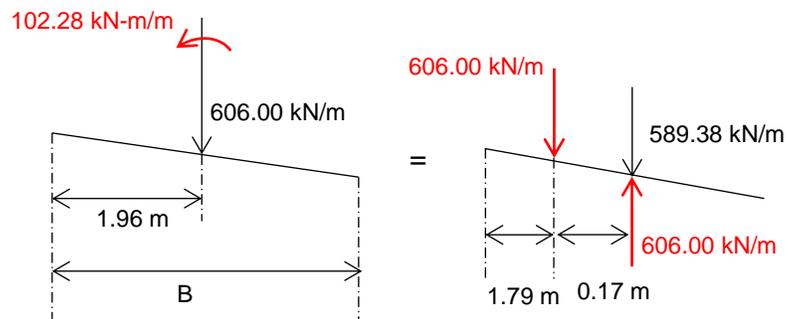
$$\Sigma M_V = 26.13 (2.60) + 9.54 (3.60) = 102.28$$

$$F_{Sv} = \Sigma M_x / \Sigma M_V$$

$$F_{Sv} = 1,184.56 / 102.28 = \underline{\underline{11.58 > 1.5, \text{ CUMPLE}}}$$

CALCULO DE LAS PRESIONES DE CONTACTO, CONDICIONES ESTÁTICAS

De la ecuación de la Escuadría se definen las presiones de contacto:



$$X = \Sigma W_M x / \Sigma W_M = 1,184.56 / 606.00 = 1.96 \text{ m}$$



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

$$d = \Sigma M_v / \Sigma W_M = 102.28 / 606.00 = 0.17 \text{ m}$$

$$e = 2.00 - 1.79 = 0.21 \text{ m}$$

$$q = W / B L [1 \pm 6 e / B] = [6606.00 / 4 (1)] / \{1 \pm [6 (0.21) / 4.00]\}$$

$$q_{\text{máx}} = \underline{199.22 \text{ kPa}}$$

$$q_{\text{mín}} = \underline{103.78 \text{ kPa}}$$

$$B' = B - e = 4.00 - 2 (0.21) = \underline{3.58 \text{ m}}$$

4.6.- CAPACIDAD DE CARGA

Dado a que el desplante está inclinado 5.71° , respecto a la horizontal, la capacidad de carga se determinó por medio de la expresión propuesta por Hansen bajo las siguientes consideraciones:

- a. El suelo es homogéneo, cohesivo - friccionante.
- b. La base del muro tiene una inclinación de 5.71° , respecto a la horizontal.
- c. La profundidad de desplante, en la cara del muro es del orden de los 0.60 m.
- d. Se desprecia la capacidad de carga por peso propio, q_{Nq} .
- e. El ancho efectivo del muro es de 4.0 m, se construirá en módulos de 9.0 m.

Así la teoría de Hansen se resume en la siguiente igualdad:

$$q_a = (c N_c s_c d_c g_c b_c + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma) / F_s$$

Donde:

q_a	capacidad de carga admisible
c	cohesión del suelo
N_c, N_q, N_γ	factores de capacidad de carga de Hansen, función del ángulo de fricción interna
γ	peso volumétrico del suelo
B	ancho del cimiento
s_i, d_i, g_i, b_i	factores de reducción, forma, profundidad de desplante, inclinación del terreno, inclinación de la base de la cimentación
F_s	factor de seguridad

Para $\phi = 34^\circ$, los factores de capacidad de carga de Hansen son:

$$N_c = 42.90$$

$$N_q = 30.32$$

$$N_\gamma = 30.14$$

$$s_c = 1 + (N_q B') / N_c L = 1 + [30.32 (0.96)] / [42.90 (9)] = 1.08$$



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

$$d_c = 1 - 0.4 D / B' = 1 - 0.4 (0.6 / 0.96) = 0.75$$

$$b_c = 1 - \Omega^\circ / 147^\circ = 1 - 5.71^\circ / 147^\circ = 0.96$$

$$g_c = 1 - \psi^\circ / 147^\circ = 1.00, \text{ la superficie del terreno es horizontal, } \psi^\circ = 0^\circ$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 B' / L = 1 - 0.4 (0.96/9) = 0.96$$

$$d_\gamma = 1.00$$

$$g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \psi)^\delta = (1 - 0.5 \tan 0^\circ)^\delta = 1.00$$

$$b_\gamma = e^{-2 \Omega \tan \phi} = e^{-2 (0.10) \tan 34^\circ} = 0.87$$

Ω , en radianes

$$q_a = (120) 42.90 (1.08) 0.75 (1.00) 0.96 + 0.5 (17.7) 0.96 (30.14) 0.96 (1.00) 1.00 (0.87) / 4.00$$

$$q_a = 1.05 \text{ MPa} > q_{\text{máx}} = 472.09 \text{ kPa}$$

Bajo estas condiciones la capacidad de carga admisible para el muro es de 1.05 MPa, mayor al esfuerzo máximo de 472.09 kPa.

4.7.- CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Dadas la calidad mecánica del subsuelo, su granulometría y la no saturación del suelo, no se presentarán asentamientos diferidos por consolidación. Los asentamientos serán inmediatos, es decir elásticos, para determinar la magnitud de las deformaciones elásticas se asumió válido lo siguiente:

- i. En caso de sismo el ancho efectivo es de 0.96 m, la presión de contacto es de :

$$\Sigma W_M^* / B' = 557.46 / 0.96 = 580.69 \text{ kPa} \approx 581 \text{ kPa}$$

- ii. El módulo de elasticidad del suelo es de 18 MPa y la relación de Poisson de 0.32
- iii. La teoría de la elasticidad es válida.
- iv. La cimentación es rígida.
- v. La relación largo - ancho es de $9.00 / 0.96 = 9.34$
- vi. El suelo es un medio semi infinito.

La magnitud de los asentamientos se calculó aplicando el criterio de Schleicher por medio de la ecuación siguiente:

$$\delta_e = C_d p B [(1 - \nu^2) / E_s]$$

Donde:

δ_e asentamiento inmediato o elástico



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Cd	factor función de la geometría del área cargada
p	presión de contacto entre la cimentación y el suelo
B	ancho del cimiento
v	relación de Poisson
Es	módulo de elasticidad del suelo

En caso de sismo

$$\delta_e = Cd p B' [(1 - v^2) / Es] = 2.047 (5818) 0.96 [(1 - 0.32^2) / 18,000] = \underline{57 \text{ mm}}$$

En condiciones estáticas:

$$p = 606.00 / 3.58 = 169.27 \text{ kPa}$$

$$\delta_e = 2.047 (169.27) 3.58 [(1 - 0.32^2) / 18,000] = 62 \text{ MM}$$

El muro durante su construcción experimentará un asentamiento inmediato del orden de los 6 cm. Y durante un sismo otros 6 cm.

4.8.- CALIDADES DE LA ROCA:

Estas recomendaciones se tomaron del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias:

Resistencia mínima a la compresión, en dirección normal a los planos de formación o estratificación $\geq 15 \text{ MPa}$

Ídem, paralela a los planos de formación o estratificación $\geq 10 \text{ MPa}$

Absorción $\leq 4\%$

Resistencia al intemperismo después de 5 ciclos en solución de sulfato de sodio $\leq 10\%$

Peso de las piedras $\geq 0.3 \text{ kN}$

No se aceptarán piedras en forma de laja.

Las piedras deben estar limpias y exentas de fisuras.

4.9.- ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS

- El terreno de desplante deberá estar libre de rellenos sueltos y desechos sólidos, basuras o materia orgánica.
- Se deberán verificar dimensiones y niveles en campo.
- Para el relleno por contener podrá emplearse el material producto de cortes de la zona, compactado mínimo al 95% de su PVSM.
- El muro se desplantará en terreno natural.
- El proporcionamiento volumétrico del concreto ciclópeo será, 40% de concreto simple, 10 MPa de resistencia a los 28 días, y 60% de piedras.
- El tamaño máximo de las piedras es de hasta 1/3 del ancho del colado. Las piedras no serán labradas, se evitará el uso de cantos rodados.



- vii. Entre cada colado las últimas piedras deberán sobresalir, del orden de $1/3$ de su diámetro. Todas las piedras serán aventadas, no acomodadas.
- viii. El desplante de los muros será sobre de una superficie inclinada el 10% del ancho de la base del muro, hacia el relleno.
- ix. El muro podrá construirse por etapas. En cada etapa se dejara una superficie rugosa con una inclinación del 10% hacia el relleno.
- x. El ancho de la zanja para el desplante del muro será de 4.0 m, a fin de que el suelo sirva de cimbra al colado del muro.
- xi. En las paredes de la zanja se aplicará un repellado de mortero cemento-arena, en proporción 1:5, se colará una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor, $f'c = 5$ MPa para el desplante del muro.

4.10.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Con base en lo anteriormente expuesto se concluye lo siguiente:

- a. El sitio de estudio se ubica al Sur de la Sierra Los Burros Blancos, la cual se caracteriza por los derrames basálticos que afloran en la zona. Asimismo, se localiza dentro del Faja Volcánica Transmexicana o Provincia Geológica Mexicana N° 15. El coeficiente sísmico del sitio, de acuerdo con la zonificación geotécnica establecida por la CFE es de 0.21.
- b. Hasta la profundidad explorada, la estratigrafía está compuesta por un solo estrato clasificado como arena arcillosa café claro, compacta. Capacidad de carga de 1.1 MPa.
- c. No se presentarán asentamientos por consolidación. Los asentamientos serán elásticos y del orden de los 6 cm que se presentarán durante la construcción.

RECOMENDACIONES

- a. En caso de la existencia de rellenos de mala calidad y sin compactar, así como por la presencia de basura, éstos se deberán remover para ser sustituidos por rellenos de al menos la calidad del material de la zona, compactado mínimo al 97% de su PVSM.
- b. Dada la longitud del muro, 100 m aproximadamente, se construirán tramos no mayores de 9.0 m de longitud.
- c. Bajo ninguna condición se deberá cimentar sobre de suelos contaminados con materia orgánica o rellenos sueltos.
- d. Se deberá construir un sistema de drenaje conformado por drenes de grava de 19 mm de diámetro encapsulada en geotextil no tejido de 200 g/m^2 de densidad. Los drenes serán de 20 a 30 cm de diámetro dispuesto estratégicamente a fin de captar el agua de riego que se infiltre al relleno así como el agua pluvial. Los drenes deberán reconocer a un dren principal para expulsar el agua a un sitio conveniente que no genere problemas a la comunidad.



- e. En el respaldo del muro se construirá un filtro de grava de 25 cm de espesor en cual se conectará a drenes de PVC hidráulico de 51 mm de diámetro dispuestos en tresbolillo a cada 2.5 m centro a centro.
- f. El mortero deberá tener una resistencia a los 28 días de edad de 7.5 MPa. Se recomienda la siguiente proporción volumétrica:

1 cemento
¼ cal hidratada
3.5 arena

5.- MURO DE GAVIONES

El gavión es un prisma rectangular o un cubo de malla triple torsión, cuyo alambre de acero bajo carbón está galvanizado, de resistencia a la tensión de 525 MPa, de 2.7 mm de diámetro que se rellena manualmente con piedra, de preferencia angulosa, acomodada, de 20 a 30 cm de diámetro.

Es recomendable que los gaviones se desplante sobre de una plantilla de concreto en contrapendiente. Todos los gaviones, una vez alineados, deberán estar unidos, “cocidos”, con alambre clase III para ser rellenos, previo tensado al tercio y dos tercios de su altura con alambre de acero bajo al carbón clase III, de refuerzo de 3.4 mm de diámetro. Una vez lleno el gavión, se cierra su tapa con grapas y alambre. Posteriormente se coloca el siguiente nivel de gaviones, que después de ser alineado se une firmemente con el inferior con grapas y alambre.

Conviene que los gaviones queden traslapados a fin de no presentar una potencial superficie de falla sobre de un “plano”.



FUENTE: CORTESÍA DE MACCAFERRI
FOTOGRAFÍA 8.- REVESTIMIENTO CON GAVIONES, RÍO ORIZABA, VERACRUZ

En lo general este tipo de muros ofrecen las siguientes ventajas:



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

1. No requieren mano de obra especializada.
2. En lugares de difícil acceso, pueden ser cargados a lomo de mula.
3. Son muros flexibles que se adaptan a las deformaciones diferenciales del terreno, sin presentar fisuras o agrietamientos.
4. Son estructuras permeables, no se generan presiones hidrostáticas. Para evitar la migración de los suelos en su respaldo se puede colocar un geotextil.

Es común el uso de este tipo de muros como “muros alcancía” para recibir y resguardar caídos de los cortes carreteros a fin de que aquellos no invadan los caminos y provoquen accidentes.



FUENTE: CORTESÍA DE MACCAFERRI
FOTOGRAFÍA 9.- MURO ALCANCÍA, KM 301 CUERPO A, AUTOPISTA
CUERNAVACA - ACAPULCO

Se tienen dos principales desventajas:

- a. Se requiere disposición de piedras, en caso contrario su costo puede ser muy elevado comparado con otro sistema.
- b. Las piedras deben ser acomodadas, en caso contrario, si los gaviones únicamente son llenados a volteo o de sin el acomodo de las piedras se deforman desarrollando importantes deformaciones y desplomos, mismos que se reflejan en el relleno por contener con asentamientos y/o grietas o fisuras que pueden llegar a poner en riesgo la estabilidad del relleno.



FOTOGRAFÍA 10.- EL PÉSIMO ACOMODO DE LAS PIEDRAS Y LA FALTA DE CONTROL
EN SUS TAMAÑOS PROVOCAN LAS DEFORMACIONES DE LOS GAVIONES.



FOTOGRAFÍA 11.- LA MALA COLOCACIÓN DE LAS PIEDRAS DENTRO DE LOS GAVIONES GENERA SUS DEFORMACIONES. EN ESTE CASO SE PRESENTA UN DESPLOMO DEL ORDEN DE LOS 65 cm.

Las dimensiones de los gaviones dependen del fabricante, pero en general son de 1.0 m de ancho, con diferentes alturas y longitudes comerciales, éstas pueden ser las siguientes:

TABLA 2.- DIMENSIONES DE GAVIONES

LARGO, m	2.0	3.0	4.0	2.0	3.0	4.0	2.0	3.0	4.0	1.5
ALTO, m	1.0	1.0	1.0	0.5	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	1.0

6.- MURO DE SUELOS – CEMENTO FLUIDO, LODOS FRAGUANTES

En ocasiones, si se dispone del suelo correcto para la fabricación del suelo – cemento pueden ser los más económicos, hasta cierta altura. No se deberán emplear para estos muros suelos arcillosos o plásticos. Las arcillas degradan químicamente al cemento a tal grado que éste pierde o bien disminuye sus propiedades aglutinantes y el muro de suelo - cemento se agrieta en poco tiempo llegando a fallar estructuralmente.

Los suelos recomendables para la construcción de estos muros son las arenas limosas, limos arenosos, gravas areno limosas, es decir, suelos con baja o nula plasticidad.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

CRITERIOS DE DISEÑO

Para su diseño se pueden seguir los métodos propuestos por la Portland Cement Association, PCA. La PCA presenta dos métodos para determinar el proporcionamiento, Largo o Corto.

El Método Corto es aplicable a suelos arenosos que cumplan con las siguientes características:

Porcentaje de arenas	> 55%
Porcentaje de finos	< 20 %
Porcentaje de materia orgánica	nula

Como se citó arriba la plasticidad del suelo debe ser de baja a nula. Se recomienda que el límite líquido sea menor del 35% y su índice plástico menor del 15%.

El proporcionamiento es correcto cuando su resistencia a la compresión simple, a los 7 días de edad, es mayor a los 7.5 MPa en especímenes saturados por inmersión en agua por espacio de 4 horas, previo a las pruebas de compresión. Se deben probar no menos de 3 probetas.

PROPORCIONAMIENTO

A continuación se presentan los resultados del proporcionamiento para el diseño de muros de contención de suelo – cemento empleado en una vialidad del municipio de Huixquilucan.

Para un determinado banco de materiales de toba arcillosa, se evaluaron sus características índices y mecánicas del terreno natural con los resultados siguientes:

Finos	48.68%
Arenas	51.32%
Contenido de agua, medio	24%
Peso volumétrico, variable	de 17.9 a 19.0 KN/m ³
Límite líquido	31.05%
Índice plástico	4.58%
Contracción lineal	6.0%
Cohesión	126 KPa
Ángulo de fricción interna	34°

Asimismo, se estudió otro material de un corte cercano al sitio del proyecto. De este banco se obtuvo:

Porcentaje de finos	79.19%
Porcentaje de arena	16.74%
Porcentaje de gravas	04.07%
Límite líquido	55.99%
Índice plástico	21.22%

Los dos tipos de suelos por su granulometría y plasticidad no pueden ser empleados para la preparación del suelo – cemento.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

En consecuencia se seleccionó otro banco, en este caso el banco La Mexicana, el cual presenta las siguientes características:

Porcentaje de gravas	33.15%
Porcentaje de arenas	62.05%
Porcentaje de finos	04.80%
Porcentaje de partículas menores a 0.05 mm	3.01%
Las características de plasticidad	no se pudieron determinar

El proporcionamiento de la mezcla se efectuó aplicando el Método Corto de la P. C. A., del cual se obtuvo para el suelo ensayado la siguiente mezcla.

Por cada metro cúbico de suelo suelto se agregaran 3.0 sacos de cemento CPO.

Dada la baja cantidad de finos, la mezcla resultante es semejante a un mortero. La mezcla se preparará la de tal manera que el mortero pueda fluir, con revenimiento de 15 cm \pm 2 cm. Así se evitará la compactación del suelo - cemento que conformará el muro de contención.

La resistencia a la compresión de la mezcla suelo – cemento resulto ser de 8.0 MPa a los 7 días de edad.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como procedimiento constructivo se dispone lo siguiente:

- i. Se deberá remover toda la materia orgánica y suelos o rellenos sueltos, hasta alcanzar el terreno natural y el nivel de proyecto. Posteriormente se excavará el suelo natural una contrapendiente del 10% hacia el relleno.
- ii. Se define el tramo por colar, previa excavación de escalones de unión. Posteriormente se cimbra.
- iii. Próximo al lugar se prepara la mezcla de suelo-cemento. Si hay la posibilidad, se excava en el terreno un hoyo de tal tamaño que permita el mezclado del cemento con el suelo. El vaciado del suelo y la mezcla se efectúan con equipo, retroexcavadora.
- iv. La mezcla es transportada con cargadores o retroexcavadora, “pacharita”
- v. Entre cada etapa de colado la superficie de deberá quedar lo más rugosa posible, asimismo deberá quedar inclinada hacia el relleno con una pendiente del 10%, lo mismo que su desplante.
- vi. Iniciada es la mezcla el mezclado y el colado no se podrán suspender.
- vii. Se termina de colar el tramo de muro. Al segundo día del haber terminado el colado se podrá descimbrar, se coloca una placa de poliestireno de alta densidad de 13 mm de espesor de tal manera que cubra toda la cara lateral a fin de que el siguiente colado no tenga contacto con el anterior.
- viii. Se instala o coloca el sistema de drenaje requerido.
- ix. Se construye el relleno compactado.
- x. Es conveniente que el área por cimbrar sea múltiplo de las hojas de triplay o cimbra que se disponga.



- xi. Como control de calidad se podrán tomar muestras cilíndricas semejantes a las del concreto para ser probadas a los 7 días de edad.



FOTOGRAFÍA 12.- MEZCLADO DE SUELO CEMENTO PARA MURO DE CONTENCIÓN, HUIXQUILUCAN, ESTADO DE MÉXICO

7.- MANTENIMIENTO DE LOS MUROS

En caso de presentarse asentamientos diferenciales o desplomos, los únicos muros que pueden ser modificados o rectificadas son los de gaviones y los mecánicamente estabilizados ya que emplean elementos prefabricados. El resto de los muros, de concreto, de suelo-cemento o de cualquier otro tipo tendrán que ser renivelados, recimentados o demolidos.

8.- RECOMENDACIONES

Como ya se citó arriba, las principales causas de falla en muros de contención, son, en orden de importancia:

- i. Las infiltraciones de agua dentro del relleno.
- ii. El establecimiento de flujo del agua por el suelo de cimentación por un deficiente sistema de drenaje.
- iii. Mala o deficiente compactación, tal que no se alcancen los parámetros de resistencia al cortante con los que se analizó y diseñó el muro.
- iv. Mala calidad mecánica del suelo de cimentación o desplante.

Por lo tanto son estos los principales puntos que se tendrán que vigilar de manera muy especial.

9.- FOTOGRAFÍAS

Para ilustrar la construcción de muros, a continuación se presenta una serie de fotografías de diferentes muros.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FOTOGRAFÍA 13.- DESPLANTE DE MURO DE CONCRETO CICLÓPEO. DADA LA EXISTENCIA DE UNA CAÑADA, RELLENA DE MANERA NATURAL, PARA EL DESPLANTE DEL MURO SE EXCAVÓ DE MANERA ESCALONADA PARA APOYAR AL MURO SOBRE TERRENO NATURAL. EN PRIMER PLANO SE OBSERVAN LAS ROCAS QUE SERÁN AVENTADAS PARA CONFORMAR EL CONCRETO CICLÓPEO.



FOTOGRAFÍA 14.- ROCAS AVENTADAS DURANTE EL COLADO DE UNA SECCIÓN DE UN MURO DE CONCRETO CICLÓPEO.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FOTOGRAFÍA 15.- DESCIMBRADO DE UNA SECCIÓN DE UN MURO DE CONCRETO CICLÓPEO. EN ESTE CASO LAS SUPERFICIES DE LAS DISTINTAS ETAPAS DE LOS COLADOS SE DEJO ÚNICAMENTE EN CONTRAPENDIENTE Y RUGOSAS. LAS PIEDRAS NO SOBRESALIERON.



FUENTE: CORTESÍA DE MUROS TAI
FOTOGRAFÍA 16.- MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO CON MALLA ELECTROSOLDADA, GALVANIZADA. ESTE MURO ES EL ESTRIBO DE UN VEHICULAR. POR EL ANCHO DEL MURO EL REFUERZO DE LAS TRES CARAS SE TRASLAPA. EN MUROS MÁS ANCHOS EL TRASLAPE NO SE PRESENTA. NO ES NECESARIO EL TRASLAPE.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FOTOGRAFÍA 17.- EL REFUERZO EN LOS MUROS MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS PUEDE SER DE POLÍMEROS COMO LOS GEOTEXTILES QUE SE MUESTRAN AQUÍ. ALGUNAS MARCAS DE POLÍMEROS SON: TENSAR, TENAX, POLIMERO Y DERIVADOS, Y TREVIRA.



FOTOGRAFÍA 18.- COLADO DE MURO DE SUELO – CEMENTO Y BOLEOS PARA CONTENER EL RELLENO DE UNA VIALIDAD SECUNDARIA EN INTERLOMAS, HUIXQUILUCAN, ESTADO DE MÉXICO



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FOTOGRAFÍA 21.- SI EL SUELO ES GRANULAR, CON PARTÍCULAS DE HASTA 100 mm, EL SUELO PUEDE SER "COMPACTADO" CON TRACTOR DE CADENAS. AQUÍ SE MUESTRA UN TRACTOR CATERPILLAR D8R CON PESO DE 335 KN.



FOTOGRAFÍA 22.- EL CUIDADO QUE SE TENGA CON EL SUMINISTRO DE AGUA FACILITARÁ LA COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS. ES IMPORTANTE QUE EL AGUA SEA POTABLE, ASIMISMO, QUE LA HUMEDAD SEA UNIFORME EN TODA LA MASA DEL SUELO. SEGÚN SEA LA VELOCIDAD DE LA PIPA, LOS RIEGOS PODRÁN SER LIGEROS PARA ADICIONAR POCO AGUA O PESADOS PARA UN INCREMENTO MAYOR EN SU CONTENIDO DE AGUA.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FUENTE: CORTESÍA DE MUROS TAI
FOTOGRAFÍA 23.- MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO CON REFUERZOS METÁLICOS PARA SALVAR EL DESNIVEL DE DOS CUERPO DE UNA CALLE EN DE INTERLOMAS, HUIXQUILUCAN, ESTADO DE MÉXICO

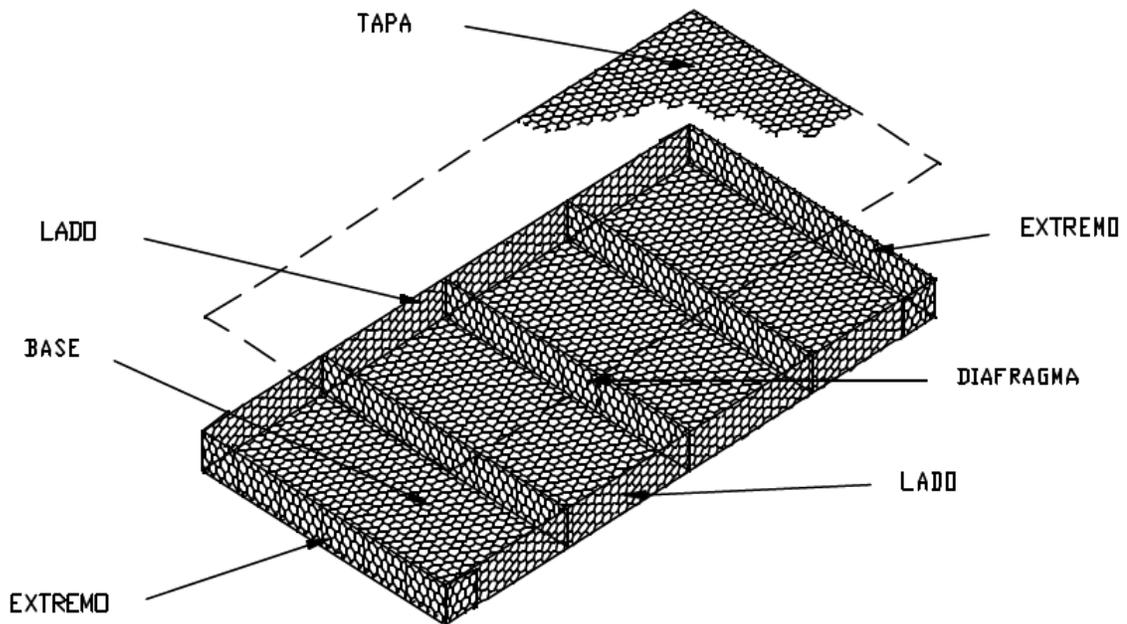


FIGURA 12.- GAVIÓN MACCAFERRI



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

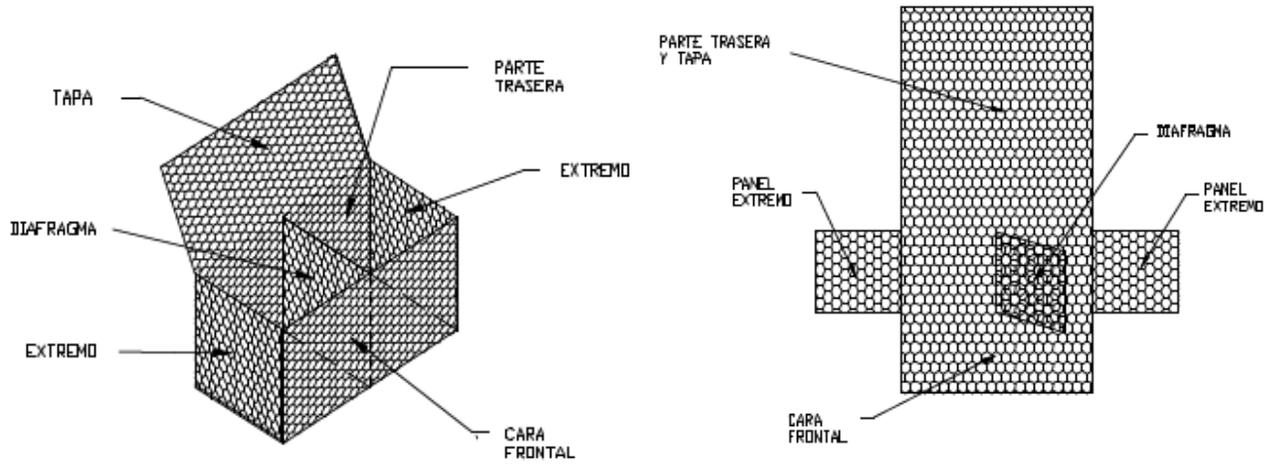


FIGURA 13.- GAVIÓN MACCAFERRI



FUENTE: CORTESÍA DE MUROS TAI
FOTOGRAFÍA 24.- MURO ESTRIBO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO CON REFUERZOS METÁLICOS.



FOTOGRAFÍA 25.- MURO DE SUELO – CEMENTO. EL SUELO SE CLASIFICÓ COMO ARENA LIMOSA, LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG NO SE PUDIERON EFECTUAR DADA SU BAJA PLASTICIDAD. LA PROPORCIÓN DE CEMENTO FUE DE 2.5 SACOS DE CEMENTO PORTLAND PUZOLANA POR CADA METRO CÚBICO DE SUELO SUELTO.

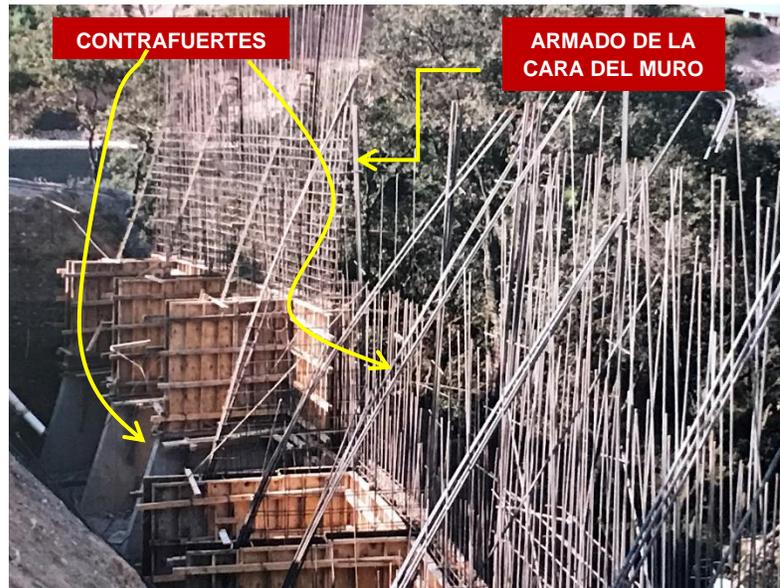


FOTOGRAFÍA 26.- MURO, CONSTA DE ELEMENTOS DE CONCRETO PREFABRICADOS QUE SE SOBREPONEN UNOS SOBRE DE OTROS DEJANDO CELDAS DE APROXIMADAMENTE 0.81 METROS CUADRADOS QUE SON RELLENADAS CON EL SUELO QUE CONFORMA EL MURO, POR EL CORTO ESPACIO LIBRE ENTRE ELEMENTOS PREFABRICADOS EL PROCESO DE COMPACTACIÓN SE DIFICULTA.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FOTOGRAFÍA 27.- CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE CONCRETO CON CONTRAFUERTE. ALTURA DE ESTE MURO 11 m.



FUENTE: CORTESÍA DE MUROS TAI
FOTOGRAFÍA 28.- MUROS MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO, REFUERZO METÁLICO.
LIBRAMIENTO ZAPOTLANEJO – GUADALAJARA, JAL.



DISEÑO GEOTÉCNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FUENTE: CORTESÍA DE MUROS TAI
FOTOGRAFÍA 29.- MUROS MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO, REFUERZO METÁLICO.
VIALIDAD LOMAS VERDES, ESTADO DE MÉXICO.

BIBLIOGRAFÍA.

- BOWLES, J. E.- Foundation Analysis and Design.
DAS, BRAJA M.- Principios de Ingeniería de Cimentaciones.
TERZARIOL, R. E., AIASSA, G. M., ARRÚA, P. A.- Diseño Sísmico de Estructuras de Contención en Suelos Granulares.
JUMIKIS, A. R.- Soil Mechanics
CANDIA, G., SANHUZA. C., SITAR, N.- Evaluación del Empuje Sísmico en Muros de Contención en Base a un Perfil de Aceleraciones de Campo Libre, VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica
GARCÍA ROMERO, C.- Apuntes de la clase de Mecánica de Suelos III, carrera de Ingeniería Civil, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional.
GAVIONES MACCAFERRI
GAVIONES AMANCO
GARCÍA ROMERO, C.- Instructivo de Laboratorio de Mecánica de Suelos III, carrera de Ingeniería Civil, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional.