



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

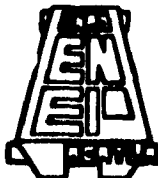
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ACATLAN

5  
2ij

“REFUERZO DE MUROS DE CONTENCION  
CON GEOTEXTILES”

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A:  
JORGE ALBERTO DIAZ PEREZ

ASESOR: DR. RAFAEL MOBALES Y MONROY



ACATLAN, EDO. DE MEXICO



1996

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

**SR. JORGE ALBERTO DIAZ PEREZ .**  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 6 de Julio de 1984 , me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis titulado "REFUERZO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON GEOTEXTILES.", que el cual se desarrollar como sigue:

- Introducción
- I. Geotextiles.
  - II. Distribución de esfuerzos en la masa de suelo.
  - III. Métodos más comunes en el cálculo de empujes.
  - IV. Diseño de muros de contención con geotextiles
- Conclusiones y Recomendaciones.

Así mismo fue designado como asesor de tesis el Sr. Dr. Rafael Morales Monroy, profesor de la U.N.A.M. Ruego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de profesiones, deber prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustantar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deber imprimirse en el interior de la tesis.

ATENTAMENTE  
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU "  
Acatlán Edo. de México 25 de Abril de 1986

  
Ing. Carlos Rosales Aguilar.  
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



**ENEP-ACATLAN**  
**JEFATURA DEL**  
**PROGRAMA DE INGENIERIA**

## **DEDICATORIAS**

A mis abuelos el **Sr. Isidro Pérez Bautista** y la **Sra. Josefina Pérez Bautista** (que en paz descansen).

A mi madre la **Sra. Silvia Ines Pérez B.**

Gracias madre por todo el apoyo incondicional que siempre me has brindado en todos y cada uno de los momentos de mi vida, gracias a tu esfuerzo hoy en día has hecho de mí un profesionalista y esperando darte grandes satisfacciones.

Al **Ing. Julio Cesar Gavito C.**

Por todo su apoyo y consejos, llegando a ser parte importante en el trayecto de vida y preparación profesional, considerandolo como un padre.

A mi hermana **Claudia Gabriela Gavito P.**

Siendo la más pequeña de la familia y apoyandome en cada momento.

A mi tía **Leticia Pérez B.**

Gracias por todo el amor y cariño que siempre has tenido para conmigo, así también el presente trabajo es parte de un esfuerzo tuyo.

A mis tios el **Dr. José Alberto Pintado** y sú esposa **Josefina Pérez Bautista**.

Por todos sus consejos y cariño que siempre me han brindado, gracias tío siempre serás un ejemplo para mí.

A mis tios el **Sr. Isaac Madrid P.** y sú esposa **Margarita Pérez B.**

Por el cariño que me tienen, así también por todo el apoyo recibido.

A mi tía **Guadalupe Pérez B.** y primas **Sandra Marcela Tovar P.** y **Elireth M. Pérez.**

Aunque en estos momentos importantes no es posible estar juntos, las llevo presentes en mí mente y corazón.

A todo mis primos que al igual he recibido su apoyo.

A mí tío **Isidro Pérez B.**

Por todo el cariño que me tiene.

A mi amigo **Horacio García C.**

Que siempre me ha acompañado en todos y cada uno de los momentos importantes en mí vida, gracias por todos tus consejos y apoyo.

## **AGRADECIMIENTOS**

Gracias a la **Universidad Nacional Autónoma de México** y en especial a la **Escuela Nacional de Estudios Profesionales -ACATLAN**, así como a todos y cada uno de los profesores que formaron parte en mi preparación profesional.

Al **Dr. Rafael Morales y Monroy**, quién fué mi asesor, gracias por todo el tiempo dedicado, así también a todo su equipo de apoyo a los ingenieros: **Humberto, Santiago y Jesica**.

A la empresa **COSEPSA** y en especial a los ingenieros **José de Jesús Avila P. y Alfredo Bueno C.**, por su apoyo y consejos, así también al departamento de sistemas por las facilidades en el manejo del equipo de cómputo.

INDICE	PAGINA
<b>INTRODUCCION</b>	1
<b>1. GEOTEXILES</b>	5
1.1 Características básicas y físicas	6
1.2 Aplicaciones generales	11
1.3 Funciones del geotextil en los muros de contención	15
1.4 Costo	20
<b>2. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO</b>	36
2.1 Teoría de Boussinesq	37
2.1.1 Carga puntual vertical	38
2.1.2 Carga lineal vertical de longitud finita e infinita	39
2.1.3 Carga uniformemente repartida sobre área rectangular	40
2.1.4 Carga uniformemente repartida sobre área circular	41
<b>3. METODOS MAS COMUNES EN EL CALCULO DE EMPUJES EN UN MURO DE CONTENCION</b>	42
3.1 Método de Coulomb	43
3.1.1 Suelos cohesivos y friccionantes	47
3.1.2 Suelos puramente friccionantes	48
3.2 Metodo semiempírico de Terzaghi	49
3.3 Teoría de Rankine	55
3.3.1 Suelos cohesivos y friccionantes	60
3.3.2 Suelos puramente friccionantes	61
<b>4. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION</b>	62
4.1 Generalidades	63
4.2 Ejemplos de diseño	75
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	93
<b>ANEXOS</b>	96
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	109

# INTRODUCCION



A través del tiempo, el hombre ha diseñado estructuras que le sirvan para contener los empujes que son provocados ya sea por el suelo o bien por el agua; para así poder establecerse en algún sitio cercano a una ladera o a un río. Ya que cuando sube el nivel del agua, existe la posibilidad de un desbordamiento del río o bien el deslizamiento de alguna ladera ubicada en la zona.

A éstas estructuras que fué diseñando con los diferentes materiales que en su momento tenía, se denominaron "Estructuras de Contención", debido a la función que desempeñan al contener los empujes del suelo.

Hoy en día se utilizan materiales para la construcción de dichas estructuras como pueden ser: concreto armado, mampostería, gavión, geotextil, etc..

Es precisamente éste último material "el geotextil" del cual trata el presente trabajo; conocer sus características y funciones para así llegar a un análisis y diseño en los muros de contención.

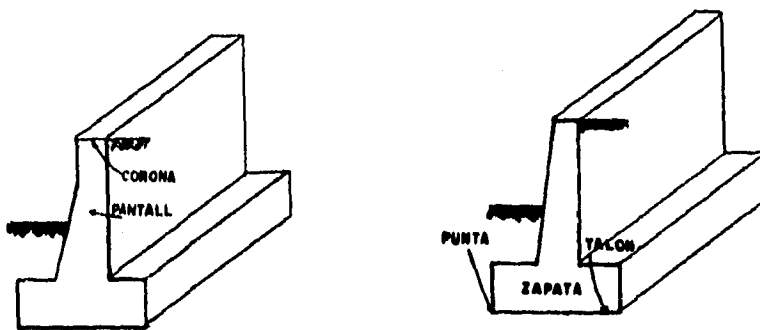
Los muros de contención pueden tener una inclinación generalmente de  $90^\circ$  a  $45^\circ$  con respecto al terreno horizontal, con una altura variable que puede ser de 3 a 8 metros (en caso de ser necesario la altura del muro puede ser mayor).

Existen diferentes tipos de muros; entre los más comunes son:

A) MUROS DE GRAVEDAD. Son aquellos que resisten los empujes mediante su propio peso. En la figura 1 se muestran las secciones transversales más comunes en éste tipo de muros.

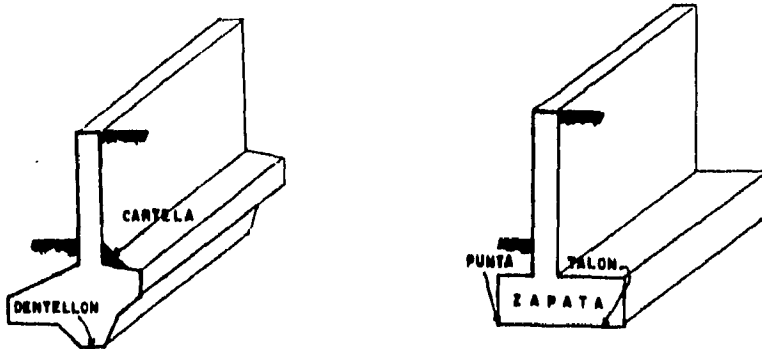
Su estabilidad se logra con su propio peso, por lo que se requieren grandes dimensiones dependiendo de los empujes. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0.43 de su altura.

FIGURA 1



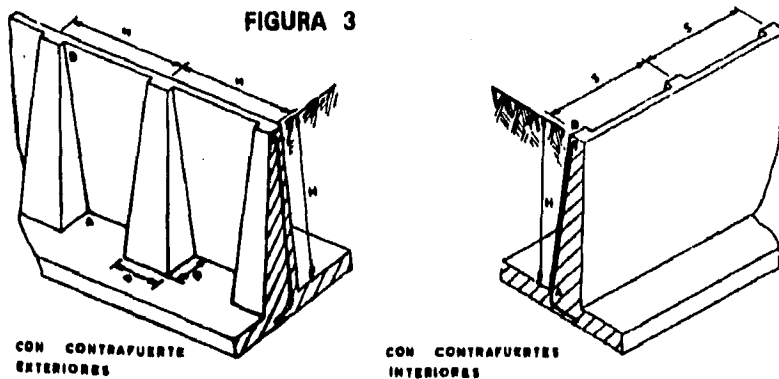
B) MURO EN MENSULA O CANTILEVER. Son muros que trabajan como viga en voladizo, empotrados en una zapata inferior. En cuanto a su forma, pueden ser de diferentes tipos, siendo los más comunes los que se muestran en la figura 2. La forma más usual es la llamada "T".

FIGURA 2



C) MUROS CON CONTRAFUERTE. Son muros que trabajan como losas continuas apoyadas por contrafuertes; es así como contienen los empujes. Su refuerzo es con concreto, y el acero es colocado horizontalmente. En la figura 3 se muestra una sección de éste tipo de muro.

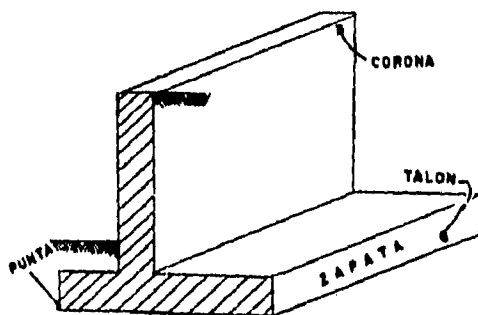
FIGURA 3



D) MUROS EN FORMA DE "T". Son aquellos muros empotrados con una gran estabilidad, debido a que tienen una zapata ancha aumentada por la acción del prisma de tierra que carga sobre la parte posterior de la zapata; así ayuda a impedir el volteo. La figura 4 muestra una sección de éste tipo de muro

El material de relleno en estos muros puede ser cualquier material existente en el sitio, sin excluir que, debido a factores de empuje, sea el material de relleno un material con características específicas, de preferencia granular y perfectamente drenado con la ayuda del geotextil o geodrenes.

FIGURA 4



El empleo del geotextil, se inicia en el presente siglo, en la década de los 60's y los primeros textiles fabricados específicamente para obras de ingeniería aparecen a principios de los años 70's.

Se define a estos polímeros como un material flexible y permeable a los fluidos, capaces de retener partículas de suelo mayores al tamaño de sus poros.

Así pues con una tecnología nueva en la fabricación se llegó a tal material que fué logrado debido a un proceso largo y laborioso, con numerosos estudios teóricos y de campo; hasta que se definió una metodología racional de diseño en su empleo en las diferentes obras de ingeniería.

# **CAPITULO I**

## **GEOTEXTILES**

## 1. GEOTEXILES

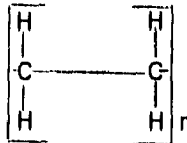
El presente capítulo enunciará las características físicas, mecánicas, hidráulicas y tipos de geotextiles Así también el aspecto económico para verificar la rentabilidad del geotextil como material de refuerzo, haciendo una comparativa entre dos muros de contención; uno reforzado con geotextiles y otro reforzado con concreto armado. Llegando así a una conclusión en cuanto a proceso constructivo se refiera en ambos casos y en cuanto a costo.

### 1.1 CARACTERISTICAS BASICAS Y FISICAS

Los geotextiles son telas permeables que se utilizan en combinación con la cimentación, suelo, roca o cualquier otro material geotécnico; forman parte de un proyecto estructurado para la realización de alguna obra determinada.

Su estructura está compuesta por un grupo de polímeros, que son moléculas gigantes obtenidas sintéticamente a partir de los derivados de la Industria petroquímica.

La palabra polímero significa literalmente "hecho de muchas partes" o monómeros, en los cuales se repiten las diferentes unidades molaculares que forman una cadena. En el caso del polietileno, su cadena sería del siguiente tipo:



Donde: n = indica el número de veces que ésta unidad se repite  
H = molécula de hidrógeno  
c = molécula de carbono

El peso molecular del polímero es importante ya que:

- a) Al aumentarlo se:
  - incrementa su resistencia a tensiones
  - incrementa su resistencia al impacto
  - incrementa su resistencia al calor
  - modifica su elongación

b) Al reducir la distribución de su peso molecular se:

- disminuye el fracturamiento por esfuerzo
- disminuye la tendencia a la fluencia
- disminuye su procesabilidad

Las ligas entre las moléculas del polímero y sus cadenas es de una importancia fundamental, para entender su comportamiento. Estas ligas son de tipo Van der Waals, y a través de las ligas Hidrogeno forman dipolos. Las ligas entre cadenas moleculares son más débiles y en ocasiones se refuerzan por medio de ligas covalentes, las cuales se pueden formar usando:

- monómeros con una valencia mayor que dos
- agentes químicos
- métodos de radiación nuclear

Este tipo de ligas son importantes, pues logran la diferencia entre dos tipos distintos de materiales: los termoplásticos y los termofijados.

Un polímero termoplástico es el que puede calentarse repetidamente hasta reblandecerlo y luego moldearlo o trabajarlo a cualquier forma, para luego, al enfriarse conserve la última forma adoptada.

En un polímero termofijado, el proceso de calentamiento no puede ser repetitivo. Cualquier calentamiento adicional al original, solo conllevará a una degradación de dicho material. La clave del comportamiento de los materiales termofijados es esta liga covalente, adicional, que no existe en los materiales termoplásticos.

Con lo antes mencionado se puede obtener, dentro del proceso de fabricación, el plastificar o cristalinizar. El incremento en la cristalinidad de un geosintético, trae como consecuencia, el incremento de:

- dureza o rigidez
- resistencia al calor
- módulo de elasticidad
- resistencia a la tensión
- resistencia química

y al mismo tiempo, una disminución de:

- permeabilidad
- elongación o deformación a la falla
- flexibilidad
- resistencia al impacto
- resistencia al agrietamiento por esfuerzos.

A distintos polímeros se les puede colocar aditivos, sólidos o líquidos, ya sea colorantes o absorbentes de rayos ultravioleta, biocidas, retardadores de inflamación, lubricantes, estabilizadores térmicos, etc. Las mezclas resultantes pueden ser homogéneas o heterogéneas, según la finalidad del aditivo hacia el polímero.

Los aditivos pueden ser granulares o fibrosos. Dentro de los primeros se puede mencionar a carbonatos de calcio, negro de humo, esferas grano de vidrio y hojuelas; polvos y hojuelas metálicas, minerales silicatos, tales como la arcilla.

Dentro de los aditivos fibrosos, se puede mencionar al: vidrio, carbón, grafito, celulosa, polímeros sintéticos.

Los principales polímeros utilizados en la fabricación de los geotextiles son:

Polipropileno	(65%)
Poliéster	(32%)
Poliamida	(2%)
Poliétileno	(1%)

A través de procesos de fabricación y teniendo la fibra ya producida se buscará producir el geotextil. Los dos tipos de manufacturas pueden ser: tejidos o no tejidos, dentro de los cuales hay diversos sub-tipos.

**Geotextil Tejido:** Por lo general tienen alta resistencia, elongación limitada y una resistencia útil a través del tiempo con carga continua. Se entrelazan en disposición geométrica regular perpendicularmente unos hilos con respecto de otros.

**Geotextiles no tejidos:** El proceso de fabricación es muy diferente a comparación con los anteriores, su proceso incluye cuatro pasos básicos:

- Preparación de la fibra.
- Formación del velo.
- Ligado del velo.
- Post-tratamiento.

Así pues la característica principal de estos geotextiles, es que sus filamentos son orientados en forma irregular, distribuyendose en todos los sentidos. Los hilos son entrelazados mecánicamente por medio de la acción de agujas, enredando sus fibras entre sí. En algunos casos se les imparte un acabado de resinas de tipo acrílico. Que aumenta la resistencia a la perforación, pero reduce la elongación y la resistencia al rasgado, debiendo aplicar un secado especial para restablecer la permeabilidad.

En la tabla 1 se muestran las características mecánicas e hidráulicas de los geotextiles.



**TABLA 1 CARACTERISTICAS MECANICAS E HIDRAULICAS**

	CARACTERISTICAS Norma	MECANICAS Dimensión de la muestra	TIPOS ESTANDARD (Gramaje gr/m <sup>2</sup> )					Unidad
			140	200	280	350	400	
Peso/Area	ASTM D - 3776	-----	140	200	280	350	400	(gr/m <sup>2</sup> )
Espesor bajo	ASTM D - 1777	-----	1.50	2.00	2.60	3.00	3.30	mm
			0.70	0.95	1.30	1.55	1.80	mm
			0.60	0.75	1.00	1.25	1.45	mm
Resistencia a la tracción TENSILE	ASTM D - 4632	100x200mm	450	640	900	1050	1150	N/5cm
Elongación a la rotura	ASTM D - 1117	100x200mm	50 - 80	50 - 80	50 - 80	50 - 80	50 - 80	%
Resistencia a la tracción GRAB	ASTM D - 4632	100x150mm	510	760	1080	1320	1500	N
Resistencia a la tensión	ASTM D - 4595	100x150mm	0.90	1.28	1.80	2.10	2.30	Ton/m

**CARACTERISTICAS HIDRAULICAS**

**TIPOS ESTANDARD (GRAMAJE gr/m<sup>2</sup>)**

	Norma	Dim. muestra	Unidad	TIPOS ESTANDARD (GRAMAJE gr/m <sup>2</sup> )				
				140	200	280	350	400
Aberlura elasticidad de poros	Franzius Inst.	∅ 180mm	mm	0.12	0.11	0.09	0.08	0.07
Valor K (flujo vertical) para : 0.02 bar 1.00 bar 2.00 bar	Franzius Inst.	10x16.5cm	cm/s	50	50	50	40	40
			(x10 <sup>-2</sup> )	10	10	10	10	10
				8	6	6	6	6
Valor K (flujo Horizontal) para : 0.02 bar 1.00 bar 2.00 bar	Franzius Inst.	10x16.5cm	cm/s	100	100	90	80	80
			(x10 <sup>-2</sup> )	20	20	10	10	10
				10	9	9	9	8
Flujo de agua Q (vertical) columna de agua de 10 cm para : 0.02 bar 1.00 bar 2.00 bar	Franzius Inst.	10x16.5cm	l/sxm <sup>2</sup>	330	250	190	130	120
				140	110	80	65	60
				118	80	58	55	52

## 1.2 APLICACIONES GENERALES

Existen por lo menos 80 aplicaciones específicas para los cuales son aplicables los geotextiles, sin embargo, la fibra solamente trabajará en una de las seis funciones siguientes:

- Separación
- Refuerzo
- Filtración
- Drenaje
- Impermeabilización (Cuando se impregna con asfalto)
- Protección (Generalmente a geomembranas)

Su principal enemigo pueden ser los rayos ultravioleta del sol, por lo que en algunos casos se les agrega una sustancia protectora "Negro de humo" pero no los vuelve inmunes a ella.

Entre las principales aplicaciones del geotextil como separación, se tienen las siguientes:

- Entre la sub-rasante y el revestimiento de la base, en carreteras no pavimentadas y en aeropistas.
- Entre la sub-rasante y la base, en carreteras pavimentadas y en aeropistas.
- Entre la sub-rasante y el balasto en ferrocarriles.
- Entre el relleno sanitario y sus caminos de acceso.
- Entre las geomembranas y capas de arena que forman en drenaje horizontal.
- Entre los suelos de cimentación y los de terraplenes que se usan como sobrecargas.
- Entre los suelos de cimentación y de los terraplenes para camino de acceso.
- Entre los suelos de cimentación y los encapsulados de tierra.
- Entre los suelos de cimentación y los muros de retención.
- Entre los suelos de cimentación y pilas de almacenamiento.
- Entre laderas y las bermas de estabilidad, aguas abajo.
- Bajo las losas de las banquetas.
- Bajo áreas de frenado.
- Bajo estacionamientos.

Entre las aplicaciones del geotextil como refuerzo se tienen las siguientes:

- Sobre de suelos suaves para terracerías.
- Sobre de suelos suaves para aedrónomos.
- Sobre de suelos suaves para ferrocarriles.
- Sobre de suelos suaves para relleno sanitario.
- Sobre de suelos suaves para campos deportivos.
- Sobre áreas geotérmicas.
- Sobre rellenos sanitarios.
- Para formar sistemas de encapsulados de suelos.
- Para formar muros de geotextiles y suelo.
- Para reforzar terraplenes.
- Para reforzar tierras de piedra y enrocamiento.
- Para estabilizar taludes.
- Para formar encapsulados de tierra.
- Para contener suelos suaves en la construcción de presas de tierra.
- Para muros de contención.
- Para el uso en la compactación y consolidación de suelos.
- Para prevenir la perforación de las geomembranas por las partículas gruesas del relleno sanitario.
- Para reforzar la capacidad de carga de cimientos superficiales.
- En la capa deteriorada y la sobrecarpeta asfáltica de un pavimento, para reforzarle e impedir el reflejo de las grietas preexistentes en la nueva carpeta.

Entre las aplicaciones del geotextil como filtración se tienen las siguientes:

Al colocar filtros de materiales granulares.  
Bajo la base hidráulica de carreteras y aeródromos sin pavimentar.  
Bajo la base hidráulica de carreteras y aeródromos pavimentados.  
Alrededor de algunas piedras que forman subdrenes.  
Alrededor de la piedra que forma subdrenes franceses.  
Alrededor de tubos perforados para subdrenes.  
Como filtros en relleno hidráulico.  
Como barrera ante polvos.  
Como parte de los sistemas de erosión.  
Como cimbra para reconstruir pilotes dañados.  
Protegiendo drenes de chimenea.  
Entre un muro y suelo de relleno.  
Entre los gaviones y el suelo de relleno.  
Como filtro en los enrocamientos.  
Como filtro bajo bloques precolados.  
Alrededor de columnas de arena, en drenes de arena.  
Junto con georedes, para prevenir la intrusión del suelo.  
Junto con geocompuestos, para prevenir la intrusión del suelo.  
Para controlar la erosión en obra hidráulica como lagos, lagunas, obras portuarias, canales, por debajo de los enrocamientos.  
Rodeando los corazones de los moldes de los moldes de los drenes longitudinales para carreteras.  
Bajo rellenos sanitarios que generan lixiviados.  
Para proteger el material de las galerías filtrantes.  
Bajo el balasto de los ferrocarriles.

Con lo que respecta las aplicaciones de drenaje se tienen las siguientes:

Para refuerzo y drenaje de los taludes.  
Para asegurar el adecuado drenaje de muros de contención.  
En drenes de chimenea y galerías para presas.  
Como drenes interceptores de flujo horizontal.  
Como drenes de agua y gases debajo de geomembranas.  
Como drenaje en techos, roof gardens y estacionamientos.  
Para formar capas rompedoras de capilaridad.  
Para drenaje debajo de canchas deportivas.  
Como disipador de presiones de poro en presas.  
Como reemplazo de los drenes de arena.

Como barrera impermeable (cuando se impregna con asfalto):

Para contener agua potable.  
Para contener agua de riego agrícola.  
Para contener aguas residuales.  
Para contener aguas tratadas.  
En albercas solares.  
En contenedores de soluciones salinas.  
Para controlar suelos expansivos.  
Debajo de los pavimentos asfálticos, como capa impermeable.

Como protector o colchon amortiguador:

Formando un sandwich con las geomembranas, en la protección para rellenos, evitando que se punzone con el suelo natural o con partículas de basura.  
En conjunto con las georredes para evitar que partículas de agregado pétreo se pierdan a través de la red.

### 1.3 FUNCIONES DEL GEOTEXTIL EN LOS MUROS DE CONTENCION

Las funciones de los geotextiles en los muros de contención pueden ser principalmente de refuerzo o drenaje, de acuerdo con el diseño, teniendo como función secundaria a las otras.

Para que el geotextil tenga una función de refuerzo interno en la masa de suelo, se plantean los conceptos de equilibrio de fuerzas y de esfuerzos señalando la importancia de evaluar la compatibilidad de las deformaciones del geotextil y del suelo granular como se muestra en la figura 5

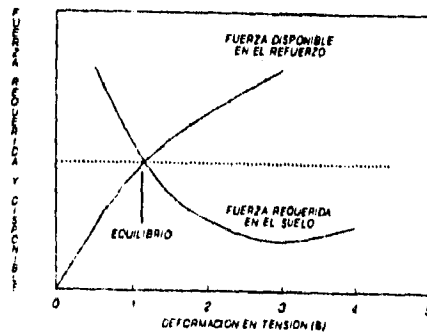


FIGURA 5

Los ángulos de fricción interna  $\phi_s$ ,  $\phi_{cs}$ ,  $\phi_o$  (de pico, de estado crítico y de reposo), se proponen como parámetros de la estabilidad. Solamente pueden generarse esfuerzos de tensión significativos en el geotextil si el ángulo de fricción movilizada en el suelo  $\phi_m$  es mayor que  $\phi_{cs}$ , como se muestra en la tabla 2

TABLA 2

#### DESARROLLO DE LA DEFORMACION POR TENSIONES CON ESFUERZO CORTANTE EN LOS SUELOS GRANULARES

Si $\phi_m < \phi_o$	No existe deformación por tensiones
Si $\phi_m < \phi_{cs}$	Fuerte desarrollo de la deformación por tensión
Si $\phi_{cs} > \phi_m > \phi_o$	Pobre desarrollo de la deformación por tensión

Esta consideración es importante ya que marca el límite abajo del cual el geotextil se incluye en el suelo sin efectos beneficios para la estabilidad.

El factor de seguridad (Fs) en el suelo se define como:

$$F_s = \tan \phi'p / \tan \phi'm$$

donde:

$\phi'p$  = ángulo de resistencia máxima de pico.

$\phi'm$  = ángulo de resistencia movilizada en el material

Al comparar la resistencia movilizada en el material  $\phi'm$  con la resistencia máxima de pico  $\phi'p$ , o la disponible, según la capacidad del suelo.

En la tabla 3 se muestran los factores mínimos de seguridad para diseño que consideran el efecto de los daños tales como son: daños en la instalación, reducción de vicios, la degradación tanto química como biológica; para obtener la resistencia de campo esperada al término de la vida útil de la obra.

**TABLA 3**  
**FACTORES MINIMOS DE SEGURIDAD PARA GEOTEXILES**

TIPOS DE FACTOR OPTIMO	NOMENCLATURA	VALOR
Daños en la instalación	Fs id	1.50
Daños por reducción de vicios.	Fs rv	3.00
Daños por degradación química	Fs dq	1.25
Daños por degradación biológica.	Fs deb	1.10
Daños por deslizamiento de la base	Fs sld	1.50
Por sobrecarga	Fs ot	2.00
Por cortante	Fs sc	1.50
Por capacidad de carga	Fs cc	1.50

Con lo que respecta a la función de drenaje, al utilizar un geotextil en el interior de una masa de suelo, como filtro o dren, se requiere en forma similar que la abertura entre las fibras sea lo suficientemente grande para que el agua fluya en forma casi libre y que las aberturas sean lo suficientemente pequeñas para que no se destruya la estructura del suelo por migración de partículas.

Los criterios tradicionales en los filtros granulares establecen que la permeabilidad del filtro debe ser mayor de 10 veces la del suelo y que los mayores espacios del  $D_{15}$  (filtro), deben ser menores que las partículas de mayor tamaño del suelo ( $D_{60}$  suelo) para evitar así la tubificación.

En forma comparativa, de acuerdo con el criterio de permeabilidad, considerando una alteración del flujo y de la presión por influencia del filtro del 10%, espesores de filtros granulares de 1m y de geotextil de 10mm se propone:

$$K_f = 10 K_s \quad \text{Filtros Granulares.}$$

$$K_f = K_s/10 \quad \text{Filtros Geotextiles.}$$

Donde  $K_f$  y  $K_s$  son los coeficientes de permeabilidad del filtro y del suelo respectivamente.

En función del criterio de retención:

SUELO	COMPACIDAD	COEFICIENTE LINEAL DE UNIFORMIDAD	
		$1 < C'u < 3$	$C'u > 3$
Suelto	$Cr < 35\%$	$O_{95} < C'u d_{50}$	$O_{95} < 9/C'u d_{50}$
Medio	$35\% < Cr < 65\%$	$O_{95} < 1.5 C'u d_{50}$	$O_{95} < 13.5/C'u d_{50}$
Compacto	$Cr > 65\%$	$O_{95} < 2 C'u d_{50}$	$O_{95} < 18/C'u d_{50}$

donde:  $Cr(\%) = \frac{\gamma - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \left[ \frac{\gamma_{\max}}{\gamma} 100 \right]$  es la compacidad relativa

$\gamma$  = peso específico del suelo  
 $O_{95}$  = abertura del geotextil (mm)

$C'u = d_{60}/d_{10}$ , coeficiente lineal de uniformidad del suelo,  $d_{10}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{60}$  son los tamaños de partículas en (mm), correspondientes a 10, 50 y 60% de la curva granulométrica del suelo, que son los pesos específicos en su estado natural, más suelto y más compacto, respectivamente en ( $\text{Kg}/\text{cm}^3$ )

Este criterio se aplica a materiales no plásticos, con buena distribución de tamaños, aplicable a suelos cohesivos. No aplicable a masas de suelo con ausencia intermedia de tamaños.



En el supuesto que exista flujo en el geotextil, dos casos deben ser considerados:

- En el flujo normal.
- En el flujo a través del plano del textil (figura 6)

Considerando la ecuación de D'arcy, se obtienen las siguiente ecuaciones para ambos casos:

$$v = Q/A = Ki$$

donde:  $v$  = velocidad (m/s).  
 $Q$  = gasto (L/s)  
 $A$  = área transversal al flujo (m<sup>2</sup>)  
 $K$  = coeficiente de permeabilidad (m/s)  
 $i$  = gradiente hidráulico

Para flujo normal:

$$A = LB$$

$$i = Dh/T$$

$$Q/(LB) = Kn Dh/T \text{ por lo tanto}$$

$$Qn = Kn LB/T (Dh)$$

donde:  $Kn$  = coeficiente de permeabilidad normal en (m/s)  
 $Dh$  = pérdida de carga hidráulica (m)  
 $x$  = distancia en la dirección del flujo (m)

Para flujo en el plano:

$$A = BT$$

$$i = Dh/L$$

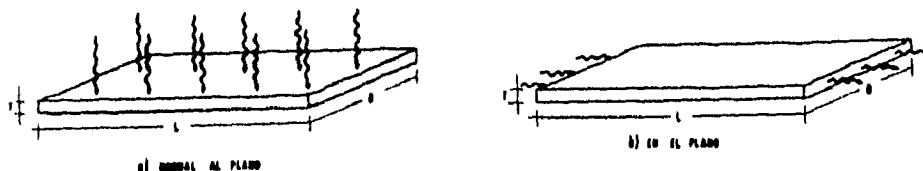
$$Q/(BT) = Kp Dh/T \text{ por lo tanto}$$

$$Qp = Kp BT/L (Dh)$$

donde:  $Kp$  = coeficiente de permeabilidad en el plano en (m/s).

Estas ecuaciones permiten determinar el caudal a través de un geotextil, en los dos sentidos: normal y en su plano.

**FIGURA 6**



Así pues al aplicar un gradiente hidráulico en la interfase entre el suelo y el geotextil, pueden ocurrir tres tipos de migración de partículas:

- a) Las partículas menores pueden ser transportadas a través del textil y medio drenante; dicho transporte continúa hasta un filtro estable en la interfase.
- b) Las partículas de tamaños medios (pequeño a intermedio) se pueden alojar en los poros de la tela o ser atrapados por las fibras debido a fuerzas electrostáticas, lo que provoca una disminución en la capacidad del flujo.
- c) Un filtro de transición se desarrolla en el suelo, aguas arriba de la interfase, como resultado de la migración de partículas, lo que reduce la capacidad del flujo.

Los términos más usuales en los tres casos anteriores son:

- Tubificación.
- Atascamiento.
- Taponamiento respectivamente.

## 1.4 COSTO

El aspecto económico, al igual que el aspecto técnico, forman parte importante en cualquier obra civil. Siendo el primer factor donde se analizan los costos de los materiales a emplear, la mano de obra y el equipo, para determinar la rentabilidad de dicha obra.

Analizando un diseño de geotextil a emplear, este debe reunir dos tipos de características en la estructura, es decir, las características técnicas que son aquellas que están relacionadas con la funcionalidad de la estructura, la seguridad, la durabilidad y por supuesto el aspecto económico.

Para tomar un punto de partida en el aspecto económico, el diseño puede optar por geotextiles que tengan la resistencia requerida a daños por la instalación, lo cual necesariamente lo llevará a materiales de mayor masa por unidad de volumen, los cuales son más costosos o bien puede modificar el procedimiento constructivo para incluir procesos tendientes a proteger un geotextil de menor resistencia pero de menor costo.

En la tabla 4 muestra la presentación de los diferentes tipos de geotextil, así como su costo.

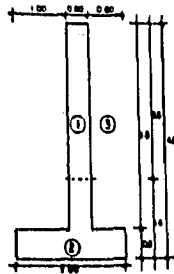
**TABLA 4**  
**TIPOS DE GEOTEXTILES**

DESCRIPCION PESO (gr)	COSTO (N\$/M2)
140	3.22
200	4.11
280	5.02
350	5.98
400	6.52
475	7.83

**NOTA:** El costo de estos geotextiles fué tomado en el mes de Agosto de 1995 (sin iva).

Los siguientes datos servirán de ejemplo para los dos casos (muro reforzado con geotextil y reforzado con concreto armado), para así obtener las cantidades requeridas y analizar la rentabilidad de cada uno en cuanto a costo se refiere.

Datos: H = 4.00 m  
 Inclinación del talud = 90°  
 B = 2.00 m  
 q = Capacidad de carga del terreno = 5Kg/cm<sup>2</sup>  
 L = 50 m  
 Tipo del material de relleno = Arena con grava.



**DIBUJO DEL MURO**

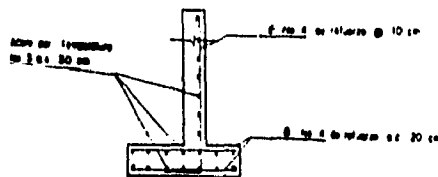
Solución: I) Del análisis y diseño previo se determinó el material de acero de refuerzo, para el pie de la zapata:

$$A = M / f_s j d = 231,332 / (1200)(0.849)(43)$$

M = momento de el peso de la zapata (peso total de la zapata por la distancia al punto de apoyo)

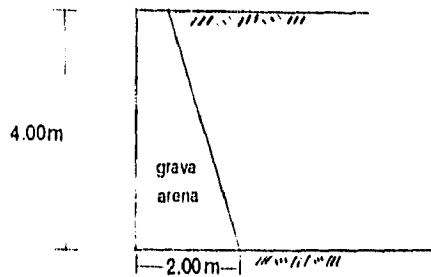
$$A = 5.28 \text{ cm}^2$$

II) Se empleará varilla del número 4 (1/2"), se tiene un No. de Vs. =  $5.28 / 1.27 = 4.16$ ; 5 Vs. a cada 20 cm.



**DIBUJO DEL ARMADO.**

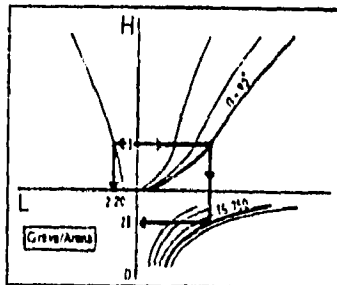
Para el caso con geotextil.



**DIBUJO DEL MURO**

Solución:

- I) De acuerdo a las gráficas de ayuda de diseño (ver anexo), y conociendo los valores tales como: la altura del muro, ángulo de inclinación del talud y tipo de material de relleno, se puede determinar el tipo de geotextil, el espesor de cada capa y la longitud de anclaje.
- II) En este caso la gráfica utilizada fue la siguiente:

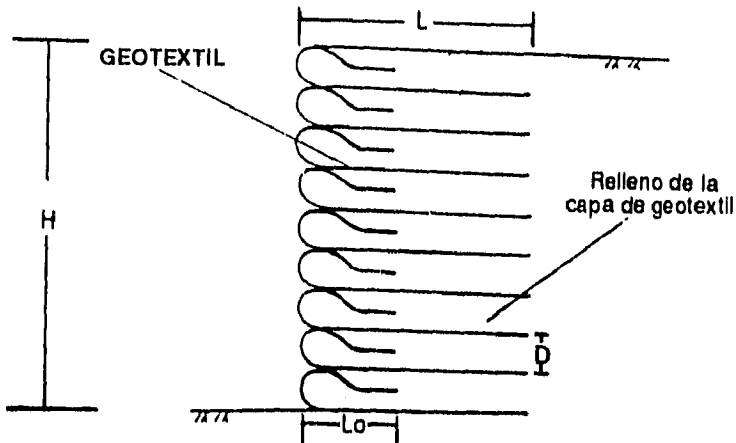


donde se obtienen los siguientes datos:

- 1) Tipo del geotextil, en este caso, es el geotextil con un peso de 750gr
- 2) La longitud de anclaje que será de 3.00m por capa
- 3) El espesor de la capa, como lo indica la figura 7

Para determinar los datos anteriores, únicamente se debe de entrar a la gráfica con el valor de la altura y ángulo de inclinación del talud del muro y posteriormente se determina el largo de anclaje del geotextil (L), el espesor de la capa de relleno y finalmente el tipo de geotextil a emplear.

**FIGURA 7 MURO REFORZADO  
CON GEOTEXTIL**



III) Cantidad requerida de geotextil por metro lineal de muro:

$$\text{cantidad por capa} = L + D + 1.50$$

donde:  $L$  = longitud de anclaje (m)

$D$  = espesor de la capa (m)

1.50 = valor para traslape ( $L_o$ ) (m)

$$\text{Sustituyendo} = 3.00 + 0.15 + 1.50 = 4.65\text{m}$$

$$\text{Número de capas} = 4.00 / 0.15 = (27)(4.65)$$

$$\text{Total de material} = (27)(4.65) = 125.55\text{m}$$

## GENERADORES DE VOLUMENES

### \*REFUERZO DE MUROS DE CONTENCION CON GEOTEXILES\*

CONCEPTO	OPERACIONES	UNIDAD	TOTAL
Limpieza, trazo y nivelación del terreno DATOS : $b=3.00\text{ m}$ $l= 50.00\text{ m}$	$A= (3.00\text{ m})(50\text{m})$ $A= 150.00\text{ m}^2$	$\text{m}^2$	150.00 $\text{m}^2$

CONCEPTO	OPERACIONES	UNIDAD	TOTAL
Colocación de puntales metálicos y estacas de madera.  DIMENSIONES : 1) $y= 0.35\text{ m}$ $x= \text{según traslape} > 1.00\text{ m}$  2) $y= 0.50$ $x= 10'$ $z= 10'$  $PT= (10')(10')(0.50)/3.657$ $PT= 13.67$  $TOTAL= (34\text{pzas})(13.67\text{PT}/\text{pza})$ $TOTAL= 466\text{ PT}$	1) puntal metálico  $\# \text{ piezas} = l/@ H$ $= 50.00/1.50 + 1$ $= 34$	Pza	34
	2) estacas de madera  $50.00/1.50 + 1$ $= 34$	Pza	34
	SUMA	SUMA	68

## GENERADORES DE VOLUMENES

### "REFUERZO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON GEOTEXILES"

CONCEPTO	OPERACIONES	UNIDAD	TOTAL
Suministro y colocación de capa de geotextil	De gráficas: largo del anclaje (L) = L = 2.40m Espesor de capa (e) e = 0.25 m Cantidad por ml = L + D + 1.50 = 2.40 + 0.25 + 1.50 => # capas = = 4.00/0.25 = 16 a 55.30, por lo tanto 2.40 + 0.25 + 52.65 = 55.30, por lo que se tendrán (984.8)(2) = 1769.60	m <sup>2</sup>	1769.6

CONCEPTO	OPERACIONES	UNIDAD	TOTAL
Relleno de la capa geotextil con material producto de la excavación. Incluye compactación.	(50)(2)(0.29) = 25 m <sup>3</sup> /capa (25)(16 capas) = 400	m <sup>3</sup>	400

CONCEPTO	OPERACIONES	UNIDAD	TOTAL
Excavación para estructuras a cualquier profundidad	Vol = (3.00)(50) Vol = 210	m <sup>3</sup>	210 m <sup>3</sup>
Plantilla de concreto f'c = 100 kg/cm <sup>2</sup> de 10 cm de espesor. Incluye desperdicio del 10%	A = (2.00)(50) + 10% A = 110	m <sup>2</sup>	110 m <sup>2</sup>
Cimbra común en estructuras de concreto, por área de contacto.	A = (0.5 x 50)2 + (3.5 x 50)2 A = 50 + 350 = 400	m <sup>2</sup>	400 m <sup>2</sup>



## GENERADORES DE VOLUMENES

### \*REFUERZO DE MUROS DE CONTENCION CON GEOTEXILES\*

CONCEPTO	OPERACIONES	UNIDAD	TOTAL
Acero de refuerzo para concreto. Incluye traslapes y desperdicios -Diámetro 3/8"	$l = 50 - (2 \times 0.20) + 0.50$ $l = 50.10$ $\# V_s = 400/30 + 1$ $= 14 V_s$  $(50.10m)(14V_s)(0.577)$ $= 391 \text{ kg} + 30\% \text{ desp.}$ $= 508.3 \text{ kg}$	kg	508.3
-Diámetro 3/8"	$l = 50.10 \text{ m}$ $\# V_s = 200/30 + 1$ $= 8 V_s$  $(50.10)(8)(0.577)(2 \text{ lechos})$ $= 446.49 + 30\% \text{ desp.}$ $= 580.43$	kg	580.43
-Diámetro 1/2"	$l = 4(2 \times 0.20) + 0.50 = 4.10m$ $\# V_s = 500/10 + 1 = 51$  $(4.10)(51)(0.997)$ $= 208.47 + 30\% \text{ desp.}$ $= 265.81$	kg	265.81
-Diámetro 1/2"	$2 - (2 \times 0.20) + 0.5 = 2.10 \text{ m}$ $\# V_s = 200/20 + 1 = 11$ $(2.10)(11)(0.997)(2)$ $= 46.06 + 30\% \text{ desp.}$ $= 59.88$	kg	59.88
		SUMA	1414.42 Kg 1.414 Ton

CONCEPTO	OPERACIONES	UNIDAD	TOTAL
Concreto hidráulico $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$			
-Para zapatas	$(2)(0.5)(50) = 50 + 1.10 \text{ desp}$	m³	55
- Para muros	$(0.4)(3.5)(50)$ $= 20 + 1.10 \text{ desp}$	m³	22
		SUMA	77

## GENERADORES DE VOLUMENES

### \*REFUERZO DE MUROS DE CONTENCION CON GEOTEXILES\*

CONCEPTO	OPERACIONES	UNIDAD	TOTAL
Relleno a volteo con material producto de la excavación. Material tipo "A"	$\text{Vol exc} = 210 - 70 = 140$  $\text{Relleno} = (0,5 \times 0,5 \times 50)(2) + (1,5 \times 0,9 \times 50) + (1,1 \times 0,9 \times 50)$ $= 25 + 67,5 + 49,5$ $= 142 \text{ m}^3$ , menos plantilla $(50 \times 3 \times 0,1) = 15 \text{ m}^3$  $\text{Vol Total} = 142 - 15 = 127$	m <sup>3</sup>	127 m <sup>3</sup>

## ANALISIS DE CONCEPTOS

### "REFUERZO DE MUROS DE CONTENCION CON GEOTEXTILES"

#### Cuadrilla No. 1 (PEON)

DESCRIPCION	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Peón	Jor	31.06	1.00	31.06
Cabo (Mando intermedio)	Jor	114.09	0.10	11.41
			SUMA	42.47

#### Cuadrilla No. 2 (ALBAÑILERIA)

DESCRIPCION	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Ayudante Albañil	Jor	48.89	1.00	48.89
Cabo (mando intermedio)	Jor	114.09	0.10	11.41
Oficial Albañil	Jor	81.49	1.00	81.49
			SUMA	141.79

#### Cuadrilla No. 3 (COLOCACION)

DESCRIPCION	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Ayudante Colador	Jor	48.89	1.00	48.89
Cabo (mando intermedio)	Jor	114.09	0.10	11.41
Oficial Colador	Jor	81.49	1.00	81.49
			SUMA	141.79

#### Cuadrilla No. 4 (CARPINTERIA)

DESCRIPCION	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Ayudante Carpinteria	Jor	48.89	1.00	48.89
Cabo (mando intermedio)	Jor	114.09	0.10	11.41
Oficial Carpinteria	Jor	81.49	1.00	81.49
			SUMA	141.79

### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

#### \*REFUERZO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON GEOTEXTEILES\*

**DESCRIPCIÓN :** Limpieza, trazo y nivelación del terreno. Incluye: todos los materiales necesarios para la preparación de la zona e iniciar la excavación.

**UNIDAD :** M<sup>2</sup>

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Estacas de madera	P.T.	12.00	0.048	0.576
Cal	Kg	2.50	0.025	0.062
Clavos 1 1/2"	Kg	3.10	0.019	0.006
Hilo de Nylon	ml	2.00	0.500	1.000
Cuadrilla No. 1 (PEON)	Jor	42.47	0.020	0.849
Herramienta	% M.O.	0.85	0.030	0.025
			SUMA	2.519

**DESCRIPCIÓN :** Excavación del terreno a una profundidad de 0.00 a 4.00 m. Incluye traspaleo en caso de tener un terreno saturado.

**UNIDAD :** M<sup>3</sup>

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Cuadrilla No. 1 (PEON)	Jor	42.47	0.083	3.530
Herramienta	% M.O.	8.494	0.030	0.254
Retroexcavadora CASE 580H	C.H.	255.45	0.125	31.930
			SUMA	35.560

**DESCRIPCIÓN :** Suministro y colocación de capa de geotextil. Incluye: desenrollado de la capa, trastapes, limpieza para continuar con la siguiente capa.

**UNIDAD :** M<sup>2</sup>

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Geotextil "Polyfelt-Ts" de 750 gr	M <sup>2</sup>	6.52	1.150	7.498
Cuadrilla No. 3 (COLOCACION)	Jor	141.790	0.066	9.452
Herramienta	% M.O.	9.45	0.030	0.283
			SUMA	17.233

### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

#### \*REFUERZO DE MUROS DE CONTENCION CON GEOTEXILES\*

Suministro y colocación de acero de refuerzo  
**DESCRIPCION :**  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  del No. 4, en cimentación y muro. Incluye: puesto en obra, habilitado, armado. **UNIDAD :** kg

DESCRIPCION	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Acero de refuerzo del No. 4	Ton	1700.00	0.001	1.670
Alambre recocido No. 16	Kg	2.30	0.085	0.200
Cuadrilla No. 2 (ALBAÑILERIA)	Jor	141.79	0.004	0.550
Herramienta	% M.O.	0.55	0.030	0.020
			<b>SUMA</b>	<b>2.640</b>

Suministro y colocación de acero de refuerzo  
**DESCRIPCION :**  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  del No. 3 en cimentación y muro. Incluye: puesto en obra, habilitado, armado. **UNIDAD :** kg

DESCRIPCION	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Acero de refuerzo del No. 3	Ton	1700.00	0.001	1.870
Alambre recocido No. 16	kg	2.300	0.085	0.200
Cuadrilla No. 2 (ALBAÑILERIA)	Jor	141.79	0.004	0.550
Herramienta	% M.O.	0.55	0.03	0.02
			<b>SUMA</b>	<b>2.640</b>

Suministro y colocación de puntales metálicos  
**DESCRIPCION :** para dar forma al encapsulado. Incluye: Estacas de madera para apoyo, andamios. **UNIDAD :** ml

DESCRIPCION	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Puntales metálicos ángulo de 10"x10"x1/4" tipo "L"	kg	7.50	9.820	73.650
Estacas de madera	P.T.	12.00	0.024	0.288
Cuadrilla No. 3 (COLOCACION)	Jor	141.79	0.25	35.447
Herramienta	% M.O.	35.44	0.03	1.063
			<b>SUMA</b>	<b>110.448</b>

### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

#### \*REFUERZO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON GEOTEXILES\*

Suministro y vaciado de concreto f'c= 300 kg/cm<sup>2</sup>  
**DESCRIPCION :** premezclado con agreg. máx. de 19 mm rev. 14  
 bombeable. Incluye: vaciado, curado y vibrado. **UNIDAD :** m<sup>3</sup>

DESCRIPCION	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Concreto f'c=300kg/cm <sup>2</sup> NORM 20- 12	m <sup>3</sup>	415.00	1.050	435.750
Fluidizante para concretos ADHEBAU	Ll	10.15	1.500	15.220
Bombeo de concreto	m <sup>3</sup>	45.00	1.000	45.000
Sobrepeso de revenimiento bombeable	m <sup>3</sup>	28.00	1.000	28.000
Cuadrilla No. 2 (ALBAÑILERIA)	Jor	141.79	0.1	14.18
Vibrador de gasolina	C.H.	15.00	0.14	2.14
			<b>SUMA</b>	<b>540.280</b>

Suministro, elaboración, colocación de plantilla  
**DESCRIPCION :** de concreto de f'c= 100kg/cm<sup>2</sup>. Incluye: vaciado,  
 fronteras, desperdicio, limpieza. **UNIDAD :** m<sup>3</sup>

DESCRIPCION	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Concreto f'c= 100kg/cm <sup>2</sup> TMA	m <sup>3</sup>	205.00	0.100	20.500
Cuadrilla No. 2 (ALBAÑILERIA)	Jor	141.79	0.066	9.450
Herramienta	% M.O.	9.45	0.03	0.28
			<b>SUMA</b>	<b>30.230</b>

Cimbra y descimbra aparente en muro a base de  
**DESCRIPCION :** triplay de pino de 19 mm a una altura de 4.00 m  
 Incluye: troquelado, recortes, ajustes, endamios. **UNIDAD :** m<sup>2</sup>

DESCRIPCION	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Diesel	Ll	1.30	0.220	0.286
Alambre recocido	kg	2.30	0.600	1.150
Madera de pino	P.T.	3.2	8.17	26.14
Triplay de pino	m <sup>2</sup>	22.00	1.1	24.2
Clevo (hasta 2 1/2")	kg	2.00	0.15	0.3
Cuadrilla No. 1 (PEON)	Jor	42.47	0.083	3.53
Cuadrilla No. 4 (CARPINTERIA)	Jor	141.79	0.05	7.08
Herramienta	% M.O.	10.81	0.03	0.31
			<b>SUMA</b>	<b>62.990</b>

### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

#### \*REFUERZO DE MUROS DE CONTENCION CON GEOTEXILES\*

Relleno compactado con pisón de mano en capas de  
DESCRIPCION : 20 cm, utilizando material producto de la excavación.

UNIDAD : m<sup>3</sup>

DESCRIPCION	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	IMPORTE
Agua de toma	m <sup>3</sup>	8.50	0.160	1.360
Cuadrilla No. 1 (PEON)	Jor	42.47	0.100	4.247
Herramienta (Pison de mano)	C.H.	7.20	1.000	7.200
			SUMA	12.807

**ANALISIS DE PRESUPUESTO PARA UN MURO DE CONTENCIÓN REFORZADO  
CON GEOTEXTIL  
(ANALISIS PARA UNA LONGITUD DE 50 METROS)**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Limpieza, trazo y nivelación del terreno.	m <sup>2</sup>	150.00	2.51	377.85
Colocación de puntales metálicos y estacas de madera.	ml	68.00	110.45	7,510.60
Suministro y colocación de la capa de geotextil.	m <sup>2</sup>	1,769.60	17.23	30,490.21
Relleno de la capa de geotextil.	m <sup>3</sup>	400.00	12.81	<u>5,136.00</u>
		<b>Sub-total</b>		<b>43,514.66</b>



**ANALISIS DE PRESUPUESTO PARA UN MURO DE CONTENCION REFORZADO  
CON CONCRETO ARMADO  
(ANALISIS PARA UNA LONGITUD DE 50 METROS)**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Limpieza, trazo y nivelación del terreno.	m <sup>2</sup>	150.00	2.51	377.85
Excavación para estructuras a cualquier profundidad.	m <sup>3</sup>	210.00	35.56	7,467.60
Plantilla de concreto f'c=100Kg/cm <sup>2</sup> de 10 cm de espesor.	m <sup>2</sup>	110.00	30.23	3,325.30
Cimbra común en estructuras por área de contacto con el concreto.	m <sup>2</sup>	400.00	62.99	25,198.00
Acero de refuerzo para concreto.	Ton	1.41	2,640.00	3,732.96
Concreto hidráulico sin incluir cimbra en zapatas y estructura f'c=250Kg/cm <sup>2</sup> .	m <sup>3</sup>	77.00	540.29	41,602.33
Relleno a volteo con material producto de la excavación	m <sup>3</sup>	127.00	12.81	<u>1,626.87</u>
		<b>Sub-total</b>		<b>63,328.91</b>

Después de haber efectuado el análisis del presupuesto comparativo entre los dos muros de contención uno reforzado con geotextil y el otro con concreto armado, se concluye lo siguiente:

Tanto el proceso constructivo como el tiempo de ejecución del muro a base de geotextiles, es más rápido de acuerdo con las condiciones que se tienen. Ambas estructuras son diseñadas para que su vida útil sea toda la vida, tomando en cuenta que son estructuras que contienen empujes de suelo.

El tiempo de armado, cimbrado, colado y descimbrado, no es comparativo con respecto al tendido de la capa del geotextil, su compactación del relleno por capa y el traslape de la misma. Por lo tanto en éste caso comparativo la estructura de geotextil oscila entre un 40% y 45% más económico que la de concreto armado.

## **CAPITULO II**

### **DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO**

## 2. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO

El presente capítulo muestra las deformaciones provocadas por los esfuerzos a los cuales es sometido una masa de suelo. Dichos esfuerzos son calculados de acuerdo al tipo de carga que se pueda presentar.

Con la ayuda de las gráficas de influencia determinaremos, el esfuerzo que se presente a una profundidad deseada. Entre las diferentes cargas que se enunciarán en el presente capítulo son: la carga puntual vertical, carga lineal vertical con longitud finita, carga uniformemente repartida sobre área rectangular y la carga uniformemente repartida sobre área circular.

### 2.1 TEORIA DE BOUSSINESQ

Boussinesq analiza los esfuerzos que sufre una masa de suelo al aplicarle a ésta una carga determinada.

Dichos esfuerzos se pueden determinar a cualquier profundidad así como a cualquier estrato de suelo.

Basándose en la teoría de la elasticidad y tomando como base características del tipo de suelo, Boussinesq calcula los esfuerzos que sufre una masa de suelo al aplicarle una de las cargas antes mencionadas.

Considerando que un cuerpo de masa de suelo con características tales como:

- a) Homogéneo: Es decir, que sus propiedades mecánicas son las mismas en todos sus puntos.
- b) Isótropo: Es decir, que sus propiedades mecánicas varían en las distintas direcciones del espacio.
- c) Elástico: Es decir, la relación esfuerzo-deformación, del suelo corresponde a su comportamiento.
- d) Semi-infinito: Es decir, que tienen mismo material de suelo, a través de sus diferentes estratos de suelo.

Aunque es imposible obtener todas estas características en una masa de suelo y que por tanto nunca se llevarán a cabo. Boussinesq considera dichas características como apoyo para analizar los esfuerzos.

### 2.1.1 CARGA PUNTUAL VERTICAL

Si una carga puntual vertical, actúa en una superficie, ésta soportará esfuerzos que le provoquen alguna deformación, las cuales disminuyen al aumentar la profundidad de la masa de suelo, y que se va despreciando éste valor conforme aumenta la profundidad y será mayor cuanto más cercano a la superficie del terreno sea.

Basándose en la teoría de la elasticidad, se determinen los esfuerzos dentro de una masa de suelo considerando una carga puntual con las siguientes expresiones:

$$\sigma_z = (3P/2\eta)(z^3/[x^2 + y^2 + z^2]^{5/2})$$
$$r^2 = x^2 + y^2$$

que puede escribirse en forma adimensional.

$$\sigma_z = (P/z^2)(P_0)$$

donde: P = carga puntual vertical (Ton)

z = profundidad (m)

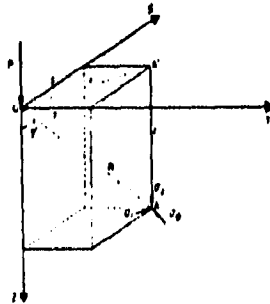
P<sub>0</sub> = valor obtenido en función de la relación r/z siendo (r), la distancia del punto de aplicación de la carga a la profundidad de donde se desea conocer el esfuerzo y (z) la profundidad

η = valor de 3.1416

En el anexo, se encuentran éstos valores, (valores de influencia para el caso de una carga puntual vertical), o bien de la siguiente expresión:

$$P_0 = 3/2\eta[1/1 + (r/z)^2]^{5/2}$$

### REPRESENTACION DE UNA CARGA PUNTUAL VERTICAL



## 2.1.2 CARGA LINEAL VERTICAL DE LONGITUD FINITA E INFINITA

La carga lineal de longitud finita, es otra de las cargas analizadas por Boussinesq, para así obtener esfuerzos en la masa de suelo al aplicarle a esta un tipo de carga la cual tiene una longitud definida. Esta carga se aplica en todo tipo de estructuras desplantándose sobre un estrato de suelo. Dicha carga se encuentra uniformemente distribuida a lo largo, así como un determinado peso.

El esfuerzo en un punto determinado de la masa de suelo se determina con la siguiente expresión.

$$\sigma_z = (P/2\eta) \left\{ yz^3 / (x^2 + y^2) \left[ 1 / \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \right] + 1 / (x^2 + y^2 + z^2) + 2 / (x^2 + z^2) \right\}$$

dicha expresión puede escribirse en forma adimensional, introduciendo los parámetros siguientes:

$$m = x/z \quad ; \quad n = y/z$$

teniendo como resultado la siguiente expresión:

$$\sigma_z = (P/z) (P_0)$$

Y para el caso de una carga lineal vertical de longitud infinita, se tiene la siguiente expresión:

$$\sigma_z = (P/\eta) \left[ z^3 / (x^2 + y^2)^2 \right]$$

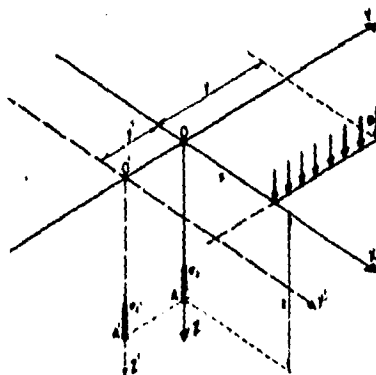
donde: P = carga uniformemente repartida de longitud finita (m)

z = profundidad (m)

P<sub>0</sub> = valor de influencia de las gráficas  
(gráfica para el caso de una carga lineal vertical de longitud finita) ver anexo.

η = valor de 3.1416

### REPRESENTACION DE UNA CARGA LINEAL VERTICAL DE LONGITUD FINITA



### 2.1.3 CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE AREA RECTANGULAR

Las cargas rectangulares como la losa de cimentación ocupan una determinada área de influencia en la zona donde serán desplantadas. Es así como dicha carga por unidad de metro provoca esfuerzos a la masa de suelo que la contiene. Por ello es importante, para poder realizar un diseño de la estructura o más bien un análisis de la de la deformación que sufre la masa de suelo provocado por dicho esfuerzo, conocer: el tipo de material, su peso volumétrico, la cohesión y más propiedades inherentes a este suelo.

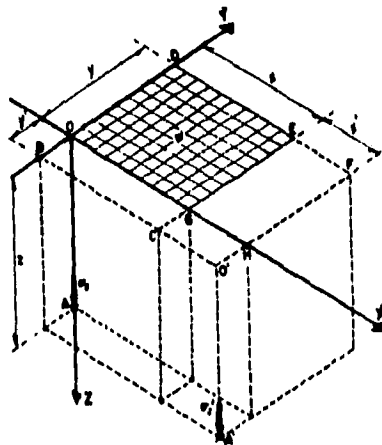
A diferencia de las dos cargas antes analizadas, esta tiene la característica que sus esfuerzos se determinan en una esquina del área cargada.

La siguiente expresión analiza dichas deformaciones:

$$\sigma_z = (W)(W_0)$$

donde:  $W$  = carga uniformemente repartida ( $\text{Ton}/\text{m}^2$ )  
 $W_0$  = valor de influencia de la gráfica (valores de influencia para el caso de una área rectangular) ver anexo.

#### REPRESENTACION DE UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE UNA AREA RECTANGULAR



#### 2.1.4 CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE AREA CIRCULAR

Las estructuras circulares tales como tanques de almacenamiento de agua, cimentaciones cilíndricas para pilas, entre otras, son estructuras complejas y sobre todo que al desplantarlas sobre una masa de suelo provocan igual un esfuerzo sobre la masa de suelo y ésta tendrá deformaciones, al igual que las cargas antes mencionadas, por su análisis tiene características particulares.

De la siguiente expresión, se calculan dichos esfuerzos provocados por la carga:

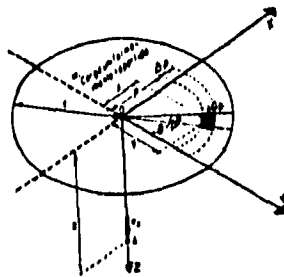
$$\sigma_z = W[1 - \{1/(1 + r/z)^2\}^{3/2}]$$

Donde puede escribirse como:

$$\sigma_z = (W)(W_o)$$

Donde:  $W$  = carga uniformemente cargada ( $\text{Ton}/\text{m}^2$ )  
 $W_o$  = valor de influencia de la gráfica (valores de influencia para una carga uniformemente repartida en área circular)

#### REPRESENTACION DE UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE AREA CIRCULAR





## **CAPITULO III**

### **METODOS MAS COMUNES EN EL CALCULO DE EMPUJES DE UN MURO DE CONTENCION**

### **3. METODOS MAS COMUNES EN EL CALCULO DE EMPUJES EN UN MURO DE CONTENCION**

El presente capitulo, describe los diferentes métodos (teóricos y gráficos), empleados para conocer los empujes (fuerzas) provocadas por el suelo, así como el punto de aplicación de la resultante de dichas fuerzas actuantes sobre la estructura de contención. Independientemente del diferente tipo de suelo que provoca dicho empuje, es decir; suelo con características cohesivas, friccionantes o bien en algunos casos suelo con ambas características en un mismo relleno. Se muestran tablas de las propiedades del tipo de suelo de relleno antes mencionados (características tales como su peso volumétrico, ángulo de fricción, la permeabilidad). Se describen también las fuerzas que presenta la estructura. Y por último se describen los factores tales como: factor de seguridad contra volteo, contra la resistencia al deslizamiento y contra la capacidad de carga del suelo sobre el cual se desplantará dicha estructura.

#### **3.1. METODO DE COULOMB**

El método de Coulomb, determina el valor del empuje activo que actúa sobre el muro, el cual se basa en el estudio del equilibrio de una cuña bidimensional de suelo indeformable, en la que actúa el peso propio del relleno, la fuerza de fricción interna que se distribuye en forma uniforme a lo largo de la superficie de rotura plana y eventualmente la cohesión.

Para el supuesto caso de un muro de contención con paramento vertical interno, la superficie de empuje es el propio paramento interno, como se ilustra en la figura 8.

Así también para el supuesto caso de una estructura de contención con escalones internos donde se unen los extremos internos, superior e inferior del muro, tal como se muestra en la figura 9, quedando así determinado el ángulo  $\theta$ , formado por el plano de empuje y la horizontal.

De ésta manera Coulomb analiza las estructuras de contención de acuerdo a la carga que se puede presentar, así también tomando la consideración del material de relleno.

FIGURA 8

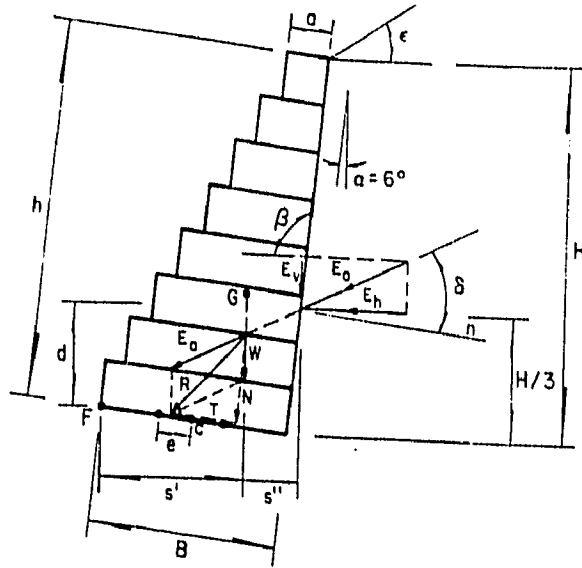
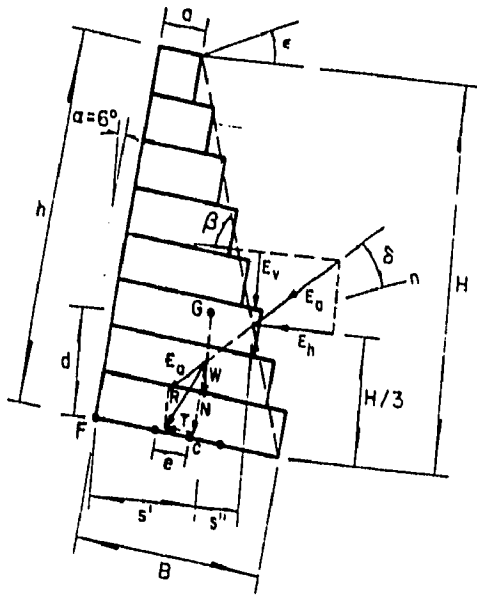


FIGURA 9



El empuje activo en una estructura de contención está determinado por la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2K_a^{1/2} cH$$

$$H = [h + (B-a) \tan \alpha] \cos \alpha$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) [1 + \sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \epsilon) / \sin(\beta - \delta) \sin(\beta - \epsilon)}]^2}$$

donde:  $E_a$  = empuje activo (Ton/m)

$K_a$  = coeficiente de empuje activo

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo (Ton/m<sup>3</sup>)

$H$  = altura donde actúa el empuje (m)

$h$  = altura del muro (m)

$B$  = base del muro (m)

$a$  = ancho del muro en la corona (m)

$\alpha$  = inclinación del muro con la vertical (grados)

$\phi$  = ángulo de fricción interna del material (grados)

$\delta$  = ángulo de fricción entre el muro y el terreno (grados)

$\epsilon$  = ángulo del talud del muro con la horizontal (grados)

$c$  = cohesión (Ton/m<sup>2</sup>)

$\beta$  = ángulo formado por el plano del empuje y la horizontal (grados)

En ocasiones, el valor de la cohesión suele despreciarse debido a que ésta se modifica con el tiempo y tiene gran influencia sobre el valor del empuje final.

En algunos casos, sobre una estructura de contención existe una sobrecarga ( $q$ ), la cual está relacionada a un relleno de altura ( $h$ ), de las mismas características del relleno. De tal forma se tiene la siguiente expresión para determinar el empuje de la sobrecarga:

$$h = q / \gamma$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma [H^2 (1 + 2h/H) - 2K_a^{1/2} cH]$$

Con respecto al punto de aplicación del empuje, éste se ubica a  $0.30H$ . Puede existir una variación en el punto de aplicación del empuje, dicha variación se debe en algunos casos, al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y a la sobrecarga.

Si existe una sobrecarga en la estructura, el punto de aplicación de, está dada por la siguiente expresión:

$$d = H/3 [H + 3h/H + 2h] - \beta \sin \alpha$$

y en el supuesto caso de que no exista alguna sobrecarga en el punto de aplicación, el punto de aplicación está dada por la siguiente expresión:

$$d = H/3 - \beta \sin \alpha$$

si  $\alpha = 0$  por lo tanto  $d = H/3$

## PROPIEDADES FISICAS DE SUELOS Y ROCAS

DESCRIPCION	PESO VOLUMETRICO (Ton/m <sup>3</sup> )	ANGULO DE FRICCION (GRADOS)
Suelos granulares como arena y grava fina	1400 1800	40-45 35-40
Suelo con grava suelta	1700	40
Suelos con materia vegetal, turbas barro suelto y arena fina	1600 1800	35-40 30-35
Suelo blando como barro suelto, grava	1800 2000	35-40 40
Suelo arcilloso suelto	1600	30
Suelo arcilloso humedo	1700	40
Suelo arcilloso saturado	1800	10-20
Calizas, granitos, mármol, piritas	2500	30-40
Suelo con arenisca normal	2400	45
Granito, calizas, cuarcita	2500	35-40
Granito sano, cuarzo, porfirita	2700	30-40
Roca sana, basalto, cuarcita densa	3000	30-50

REFERENCIA: Manual de Diseño de Obras Civiles  
'GEOTECNIA' Libro B.3.2  
C.F.E. Mecánica de Suelos Mexico 1979

### 3.1.1 SUELOS COHESIVOS Y FRICCIONANTES

En los casos donde se encuentre un tipo de relleno con características de suelo cohesivos y fricciones, el análisis para determinar los empujes del suelo es el siguiente:

Siguiendo la figura 10, se tiene una supuesta cuña de deslizamiento cuyo equilibrio quedará garantizado por las siguientes fuerzas:

- El peso propio del muro.
- La reacción entre cuña y el suelo (con la componente  $F$  debida a la reacción normal y  $c$  debida a la cohesión).
- Adherencia  $c$  entre suelo y muro.
- Empuje activo  $E_a$ .

En la figura 11 se observa que estas fuerzas forman una poligonal cerrada en la cual se puede determinar el valor del empuje ( $E$ ) correspondiente a la superficie de falla supuesta.

Se deben realizar tanteos para analizar y determinar el máximo empuje posible.

FIGURA 10

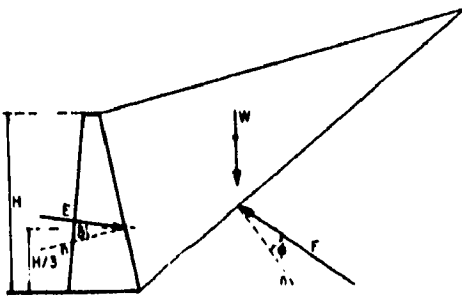
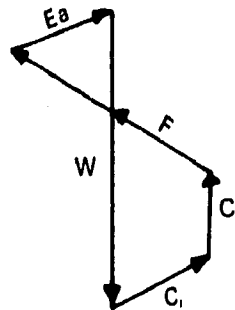


FIGURA 11



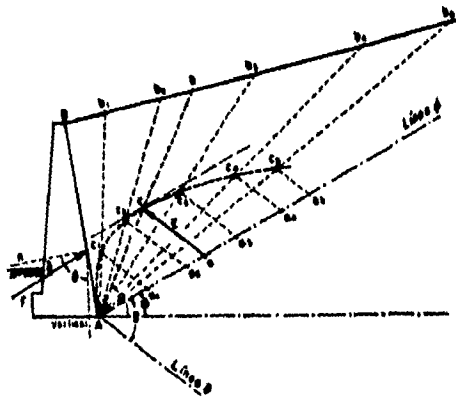
### 3.1.2 SUELOS PURAMENTE FRICCIONANTES

Para el análisis de una estructura de contención, empleando el método de Coulomb, para un tipo de relleno con material friccionante, se tiene una solución gráfica (Culmann) cuyo procedimiento es el que a continuación se presenta:

- 1) Se traza una línea  $\theta$  que forma un ángulo con la horizontal.
- 2) Se traza una línea  $\phi$  que forma un ángulo con la línea  $\theta$ , el ángulo  $\theta$  tendrá el valor  $\theta = 90^\circ \delta$ , el cual dependerá de las características del suelo y de la inclinación del respaldo.
- 3) El área formada por la línea  $\phi$ , el paramento vertical del muro y la superficie del relleno se dividen en pequeñas áreas (cuñas) en cantidad y dimensiones arbitrarias.
- 4) Posteriormente, se determinan los pesos correspondientes a c/u de las cuñas, se miden estas a escala y se llevan en forma acumulada sobre la línea  $\phi$ .
- 5) Sobre el extremo final sobre el segmento que representa el peso de la cuña considerada, se traza una paralela a la línea  $\theta$  hasta formar un punto de intersección con la línea que delimita a la cuña.
- 6) Se unen estos puntos de intersección con una línea curva y posteriormente, se lleva una paralela a la línea  $\phi$  que sea tangente a la línea curva.

La figura 12 muestra este procedimiento.

FIGURA 12



### 3.2 METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI

Para realizar un análisis en una estructura de contención empleando el método semiempírico, deben de tomarse en cuenta los siguientes factores:

- a) Tipo de relleno por utilizar
- b) Asegurar un buen drenaje
- c) Con base en el valor del empuje de tierras, verificar la estabilidad de conjunto y estructural del material

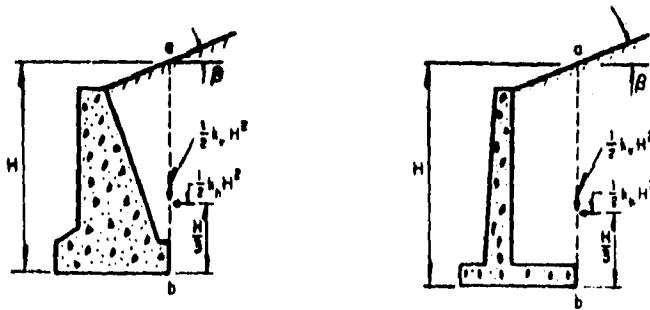
Con la finalidad de analizar el empuje sobre el muro (empuje activo del relleno), es fundamental conocer que tipo de suelo tendrá el relleno de dicha estructura y así clasificarlo dentro de uno de los cinco tipos señalados en la tabla 5.

Es importante calcular la resultante del empuje de tierras, que se supondrá dada por sus respectivas componentes vertical y horizontal ( $P_v, P_o$ ), actuando a  $1/3$  de la altura  $H$  de la sección (figura 13), que pasa por el extremo inferior de la base de dicho muro.

$$E_v = 1/2 K_v H^2$$
$$E_h = 1/2 K_h H^2$$

donde:  $E_v, E_h$  = componentes vertical y horizontal respectivamente  
 $K_v, K_h$  = constantes de la gráfica 1  
 $H$  = altura del muro (m)

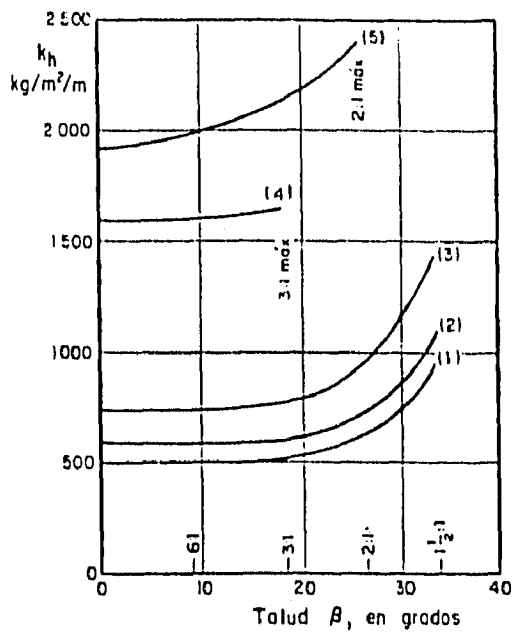
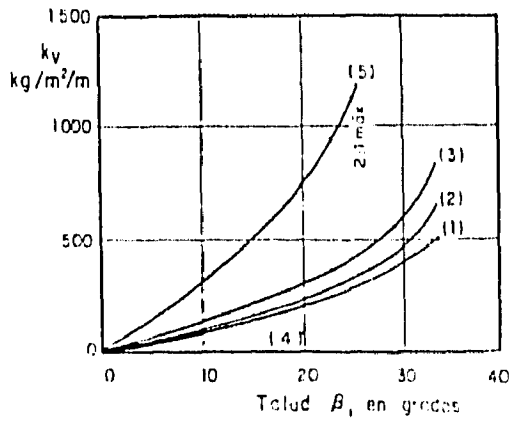
FIGURA 13





**TABLA 5 TIPOS DE RELLENO PARA MUROS DE CONTENCIÓN**

TIPO DE RELLENO	DESCRIPCIÓN	K PROMEDIO (cm/seg)	PESO VOLUMETRICO (Kg/m <sup>3</sup> )			MATERIAL FILTRO	K PROMEDIO (cm/seg)
			SATURADO	PARCIALMENTE SATURADO			
				SECO	SATURADO		
1	Arena o grava limpia (sin partículas finas) muy permeables: GW, GP, SW, SP	10 <sup>-2</sup> 10 <sup>-3</sup>	1970	2030	2100	Grava bien graduada (GW)	10 <sup>-2</sup>
2	Suelo grueso de baja permeabilidad debido a la presencia de partículas limosas: GM, GP, SM SM - SP	10 <sup>-4</sup> 10 <sup>-5</sup>	2100	2200	2300	Grava o arena limpia y bien graduada (GW, SW)	10 <sup>-2</sup> 10 <sup>-3</sup>
3	Suelo residual con piedras, arena fina limosa y material granular con algún contenido de arcilla: CL, ML, CH, SM, SC y GC	10 <sup>-4</sup> 10 <sup>-5</sup>	2120	2240	2350	Grava o arena limpia y bien graduada (GW, SW)	10 <sup>-2</sup> 10 <sup>-3</sup>
4	Arcilla blanda o muy blanda, limo orgánico o arcilla limosa: CL, ML, OL, CH, MH, OH	10 <sup>-8</sup> 10 <sup>-9</sup>	1600	1800	2000	Arena limpia bien graduada	10 <sup>-9</sup>
5	Arcilla consistente o muy dura, en estado natural o desecada, depositada en grandes terrones y protegida en tal forma que durante inundaciones o aguaceros, una cantidad despreciable de agua penetre los huecos dejados por los terrones: CL y CH	VARIABLE	1700	1860	2030	Arena limpia bien graduada	10 <sup>-3</sup>



Se indica entre parentesis el tipo de relleno, de acuerdo con la tabla 5

Cuando la superficie del relleno es horizontal y soporta una sobrecarga uniformemente repartida (q), por unidad de área, la presión horizontal adicional sobre la sección (b-a), se incrementa y toma los valores de la gráfica 1.

Si la superficie de relleno, independientemente del ángulo de inclinación soporta una carga lineal (q), por unidad de longitud, paralela a la cresta del muro, su efecto de sobrecarga, se calculará de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P = cq$$

donde: P = presión vertical (Ton/m<sup>2</sup>)  
q = valor de la carga lineal uniforme  
c = constante de la tabla

a) Independientemente del análisis de los empujes sobre el muro, así como de las sobrecargas y el tipo de material de relleno, este precisamente tiene ciertas características y detalles a considerar tales como:

i) Los suelos granulares indicados en la tabla 5 empleados como rellenos en estructuras de contención bajas, es decir menores de 6.00m se compactará con un grado de compactación relativa mínima del 90% próctor estándar.

ii) Los tipos de suelo con porcentaje apreciable de partículas finas, se compactará con un grado de compactación mínimo del 95%, de la prueba próctor estándar: en estos dos tipos de suelo el contenido de agua de colocación será igual en más o menos 2% al contenido óptimo de compactación.

b) Con respecto al segundo factor que se debe de tener en cuenta para emplear este método semiempírico, se colocará un filtro con material permeable (100 veces mayor al material de relleno) sobre la parte inferior del muro. El geotextil es un material utilizado en este tipo de circunstancias y situaciones. Dicho filtro debe de estar combinado con drenes tubulares.

c) Al igual que en todas las estructuras al desplantarlas sobre un determinado tipo de suelo, este debe de tener una cierta capacidad de carga mayor al peso de la estructura. Así en un muro de contención, la carga impuesta por el muro al terreno de cimentación no sobrepase su capacidad; se calcularán los factores de seguridad contra volteo, contra deslizamiento, así como la capacidad de carga.

a) Localización de la resultante:

$$d = \frac{W + P_{ve} - Phb}{W + P_v} \quad (\text{tomando momentos con respecto al pié del muro}).$$

Volteo:

$$F_s = \frac{W + P_{ve}}{Phb} \geq 2 \quad (\text{se ignorará la condición de volteo si la resultante } R \text{ queda situada en el tercio central de la base, tratándose de suelo o en los cuartos centrales tratándose de roca}).$$

b) Resistencia al deslizamiento:

$$F_s = \frac{W + P_v}{Ph} \tan \delta \geq 1.5$$

donde:  $\delta = 0.6$  roca sana

= 0.55 gravas y arenas gruesas, sin finos

= 0.35 arena limosa o arcilla

W = peso del muro para los de gravedad. Si son de voladizo o contrafuerte, a su peso propio se añade el peso de relleno sobre la base.

c) Capacidad de carga:

Para cimientos largos (zapata corrida), suelos cohesivos y friccionante.

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (\text{falla general})$$

donde: c = cohesión del terreno (Ton/m<sup>2</sup>)

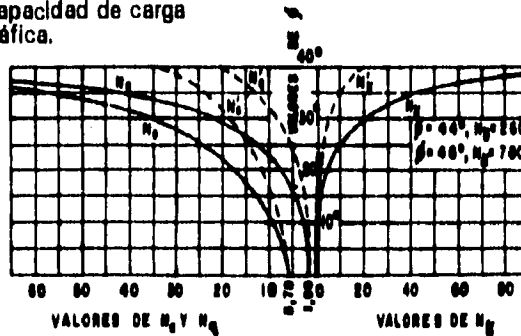
$\gamma$  = peso volumétrico del suelo (Ton/m<sup>3</sup>)

D<sub>f</sub> = profundidad de desplante (m)

B = ancho del cimiento (m)

N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub>: factores de Capacidad de carga ver la siguiente gráfica.

Para cimientos largos  
(zapata corrida)



Para cimientos largos (zapata corrida), suelos friccionantes.

$$q_c = \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

Para cimientos largos (zapata corrida), suelos cohesivos.

$$q_c = 5.7c + \gamma D_f$$

A modo de recomendación, cuando se tiene una estructura de contención con sección transversal seccionada por varios cuerpos separados, se revisa el factor de seguridad contra volteo con respecto a cada una de las juntas. Así también en caso, de que el peso propio del muro sea mayor a la capacidad de carga del terreno y como consecuencia no se garantiza el factor de seguridad adecuado, se emplean dentellones o pilotes inclinados para dar así una cierta inclinación a la base o bien incrementar su ancho.

Si el terreno existe una capa inferior de menor resistencia que la capa de desplante, es necesario analizar la posible falla de desplante a lo largo de una superficie contenida en dicha capa.

Finalmente es importante analizar la posibilidad de una falla de conjunto del muro y su cimentación a lo largo de una supuesta superficie de deslizamiento que pase por de bajo del pie de dicha estructura (en el siguiente capítulo, se muestran estos tipos de falla, provocados por la baja capacidad de carga),

### 3.3 TEORIA DE RANKINE

La teoría de Rankine está basada en los casos particulares del material no cohesivo, es decir para suelos friccionantes, sin embargo para suelos cohesivos también se emplea, pero su teoría es solo aproximada.

La figura 14 muestra un caso en el que una cámara con masa de suelo friccionante de longitud infinita, en dirección perpendicular al dibujo, descansando sobre una base perfectamente lisa y limitada lateralmente por dos superficies también lisas, las cuales pueden deslizarse lateralmente.

En el momento inicial, no existe algún empuje activo y por lo tanto el suelo se encuentra en estado de reposo. Si las dos partes (paredes) laterales que limitan la masa de suelo experimentan un movimiento lateral ( $\Delta B$ ), incrementando su estado inicial como lo muestra la figura 14-1.

En este momento debido a que dicho alejamiento de las paredes verticales en ese momento, la compresión horizontal disminuye en una cantidad:

$$\sigma = E \Delta b / B, \quad E = \sigma / \epsilon$$
$$K_0 \gamma_n z - E \quad B/B$$

donde:  $K_0$  = coeficiente de presión de tierra en reposo (tabla 6)

$\gamma_n$  = peso volumétrico natural del suelo (Ton/m<sup>3</sup>)

$z$  = profundidad de la masa de suelo (m)

$E$  = empuje lateral

$b$  = incremento de la base (m)

$B$  = base de la cámara (m)

FIGURA 14

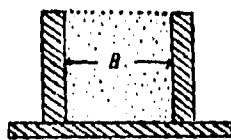
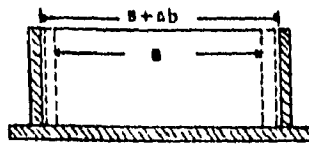


FIGURA 14-1



**TABLA 6**

TIPO DE SUELO DE RELLENO	COEFICIENTE DE PRESION (K <sub>o</sub> )
Arenas Seltas	0.4
Arenas Intensamente Apisonadas	0.8
Arenas Compactas	0.5
Arcilla Blanda	0.5
Arcilla Dura	0.6
Arcilla Blanda no Drenada	0.8
Arcilla Dura no Drenada	0.9

Si el empuje de tierra (activo), sigue incrementándose llegará el momento en que la compresión horizontal disminuye hasta que el círculo de Mohr que representa el estado de esfuerzos del terreno en todos los puntos a una profundidad, llegue a ser dibujado en la línea que es tangente de resistencia intrínseca, como lo muestra la figura 15.

Así también se formará el estado activo de Rankine, cuya característica es que las líneas de deslizamiento consisten en dos familias de rectas inclinadas a  $45^\circ - \phi/2$ , respecto a la vertical.

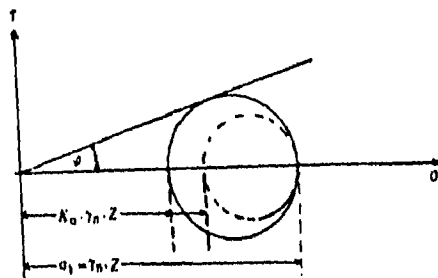
En este momento donde la masa de suelo ejerce una presión sobre las paredes laterales, se le denomina empuje activo, como se presenta a continuación:

$$E_a = 1/2 K_a H^2$$

$$K_a = 1/N_\phi = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

donde:  $E_a$  = empuje activo de la masa de suelo (Ton/m)  
 $K_a$  = coeficiente de presión activa de la masa de suelo  
 $\gamma_n$  = peso específico del suelo (Ton/m<sup>3</sup>)  
 $H$  = altura del muro (m)  
 $N_\phi$  = función inversa de  $K_a$   
 $\phi$  = ángulo de fricción interna (grados)

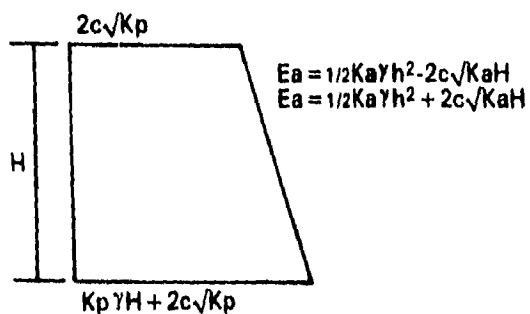
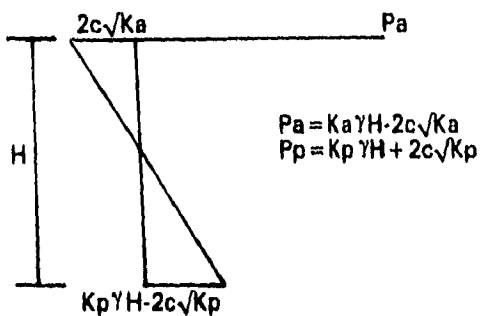
FIGURA 15



El diagrama de presiones donde actúa la masa de suelo sobre las paredes verticales (paredes del muro), está dada por la expresión siguiente (integral):

$$\int d E_a = K_a \gamma z dz$$

es decir, la sumatoria de los diferentes estratos, será igual al diagrama de presiones como se indica a continuación:





Rankine, supone también el caso en que la masa de suelo se encuentra en estado de reposo, representada por el círculo de líneas punteadas en la figura 15.

De modo contrario el empuje activo es decir; ahora las paredes verticales cambian su posición inicial, pero en este caso la compresión horizontal aumenta y será igual a:

$$(K_0)(\gamma)z + E(\Delta b/B)$$

Si sigue aumentando llegará el momento en que se establezca una flexión plástica en todos los puntos del suelo, formando dos familias de rectas que forman un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$  con respecto a la vertical.

En este momento se forma dentro de la masa de suelo un empuje pasivo de Rankine y la compresión horizontal del empuje pasivo unitario máximo esta dada por:

$$E_p = 1/2 K_p H^2$$

$$K_p = N \phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Con respecto a los empujes activos, las consideraciones comunes de dicho empuje son:

- a) Superficie horizontal del terreno (figura 16)
- b) Superficie inclinada del terreno (figura 17)
- c) Terreno con sobrecarga uniforme (figura 18)
- d) Factores de seguridad. A los estos factores se les puede denominar de la siguiente manera:

- I) menor de 1.0-inseguro
- II) de 1.1. a 1.2-de dudosa seguridad
- III) de 1.3 a 1.4-satisfecho para cortes y terraplenes
- IV) de 1.5 o mayor-seguro

En este análisis influye un valor el cual es importante determinar, el cual es la altura crítica del muro.

Se entiende por altura crítica, a aquella profundidad excavada, en la cual la pared del talud no sufre algún deslizamiento; es decir se sostiene por sí sola sin la necesidad de un ademado. Dicha profundidad se obtiene de la siguiente expresión:

$$H_c = 2c/\gamma n \quad (\text{suelos cohesivos})$$

$$H_c = 2c/\gamma n \sqrt{N\phi} \quad (\text{suelos cohesivos y friccionantes})$$

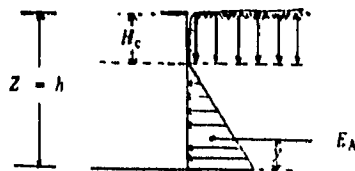


FIGURA 16

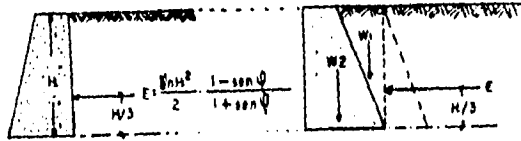


FIGURA 17

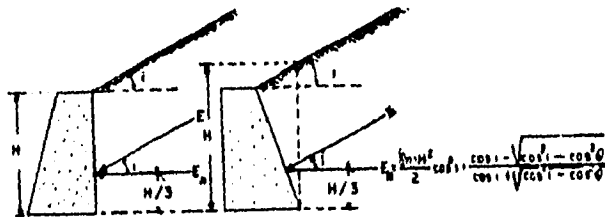
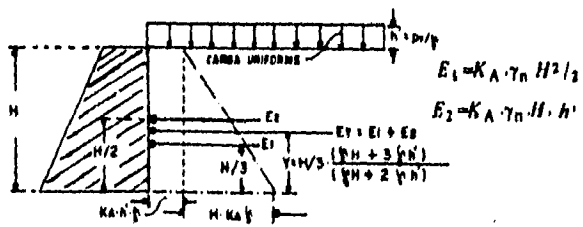


FIGURA 18



### 3.3.1 SUELOS COHESIVOS Y FRICCIONANTES

Si se emplea una masa de suelo con ángulo de fricción interna y cohesión en un relleno de una estructura de contención, esta provoca los empujes y presiones ya mencionados. La única diferencia es que su análisis varía pero los resultados son producto de una misma metodología.

De las pruebas de laboratorio y en especial la prueba triaxial se forma un círculo de Mohr, dando como resultado una masa de suelo con características cohesivas y fricciones.

La presión activa del muro es:  $P_a = K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a}$

La presión pasiva del muro es:  $P_p = K_p \gamma H + 2c\sqrt{K_p}$

Los empujes activos y pasivos se calculan de la siguiente forma:

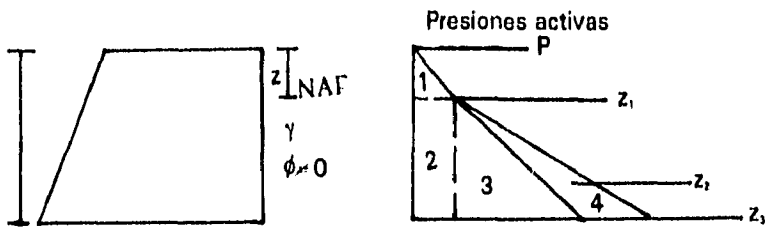
$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2c\sqrt{K_a} H$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2c\sqrt{K_p} H$$

### 3.3.2 SUELOS PURAMENTE FRICCIONANTES

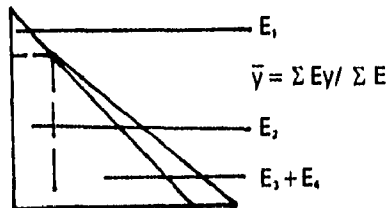
Como se analizó en el punto 3.3, la teoría de Rankine está diseñada para emplearla en suelos friccionantes; de tal forma, el análisis de presiones y empujes se detallan en el punto antes mencionado.

Cabe señalar que el nivel de aguas freáticas modifica los empujes y presiones del suelo, por lo que su análisis es el siguiente, tomando en cuenta diferentes profundidades.



Para	Presión
$z = 0$	$P_a = 0$
$z = 1$	$P_a = K_a \gamma z_1$
$z = 2$	$P_a = K_a \gamma z + K_a \gamma' (z_1 - z_1) + \gamma_o (z_1 - z_1)$
$z = 3$	$P_a = K_a \gamma z_1 + K_a \gamma' (z_1 - z_1) + \gamma_o (z_1 - z_1)$

Figura	Empuje
1	$E_a = 1/2 K_a \gamma z_1^2$
2	$E_a = K_a \gamma z_1 (z_1 - z_1)$
3	$E_a = 1/2 K_a \gamma' (z_1 - z_1)^2$
4	$E_a = 1/2 K_o \gamma_o (z_1 - z_1)^2$



## **CAPITULO IV**

### **DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION CON GEOTEXILES**

#### 4. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION CON GEOTEXTILES

El presente capítulo, describe los diferentes parámetros para analizar un muro de contención y posteriormente llegar a un diseño y dimensionamiento con geotextiles. Se analiza la estabilidad externa e interna con la ayuda de los métodos y teorías correspondientes a los capítulos anteriores, y las correspondientes a éste.

Se describen tres ejemplos de diseño de un muro de contención reforzado con geotextiles; uno en el cual la estructura resistirá los empujes que le son provocados por el suelo, pero sin ninguna carga en la corona de éste; un segundo ejemplo donde se presentan cargas axiales en la corona del muro; y finalmente un problema de estabilidad del muro, sin alguna carga axial, ni empujes considerables, resolviéndolo con la ayuda de las gráficas de diseño (ver anexo) según las características del suelo. Llegando así a las dimensiones del refuerzo y tipo de éste, para que proporcione una buena estabilidad y refuerzo a dicha estructura.

##### 4.1 GENERALIDADES

El mecanismo de funcionamiento del sistema geotextil-suelo, no es comparable al sistema tierra armada ya que el comportamiento tracción-deformación para un geotextil no es comparable con las varillas de acero, debido a que son dos materiales con diferentes características y diferentes propiedades.

Entre los principales parámetros para realizar un diseño en una estructura de contención, empleando geotextil como material de refuerzo, se consideran los siguientes parámetros:

- a) Carga-Relleno del material.
- b) Espesor de la capa del geotextil-Tipo del geotextil.
- c) Altura del muro-Inclinación del talud.

Estos tres parámetros tienen relación entre sí para la elaboración de un diseño y dimensionamiento de una estructura de contención. Empleando el geotextil como refuerzo, el análisis previo consiste en verificar las fuerzas que afectan a dicha estructura. Entre las principales fuerzas que afectan a la estructura son:

- I) Peso propio del muro.
- II) Presión del relleno contra el respaldo del muro.
- III) La componente normal de las presiones en la cimentación.
- IV) La componente horizontal de las presiones de la cimentación.
- V) La presión de la tierra contra el frente del muro.
- VI) Sobrecargas actuales sobre el muro.
- VII) Fuerzas de filtración y otras provocadas por el agua.
- VIII) Las subpresiones.
- IX) La vibración.
- X) Los sismos.
- XI) El impacto de fuerzas.
- XII) La acción de las heladas.
- XIII) Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno.

Para el dimensionamiento de cualquier estructuras de contención, la estabilidad externa, la estabilidad interna así como la estabilidad local de los segmentos que conforman la estructura, juegan un papel muy importante, ya que al igual que cualquier estructura deben de garantizar su equilibrio, así como su seguridad.

La estabilidad externa en un muro de contención, significa dar un equilibrio a dicha estructura, para que durante su vida útil, no sufra alguna de las siguientes fallas:

- a) Desplazamiento.
- b) Falla del talud.
- c) Deslizamiento de la base por falta de capacidad de carga.
- d) Volteo del muro.

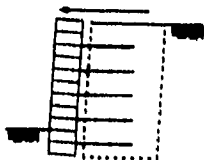
El primer caso es evitar que la estructura sufra un desplazamiento provocado por el empuje del suelo sobre el muro. Tal empuje provocará un desplazamiento en forma perpendicular a la base del mismo, como se muestra en la figura 19.

El segundo caso es aquella posible falla que se presenta en el talud dicha falla puede ser provocada por la inclinación del talud o por la mala compactación del relleno, provocando así desprendimiento de partículas del talud como se muestra en la figura 20.

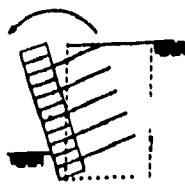
El tercer caso muestra que debido a una baja capacidad de carga del terreno de desplante, o bien por las variantes condiciones del material en la cimentación, la estructura puede sufrir un posible deslizamiento, como se muestra en la figura 21.

Cuando un muro tiene un ángulo de inclinación muy pronunciado (entre  $75^\circ$  y  $90^\circ$ ) puede llegar a tener un volteo, provocado precisamente por dicha inclinación, existiendo desprendimiento de partículas el cual provocara degradación del refuerzo, tal como se muestra en la figura 20.

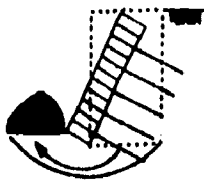
**FIGURA 19**



**FIGURA 20**



**FIGURA 21**





La estabilidad interna en un muro de contención consiste en evitar aquella posible falla que puede ocurrir en el interior del refuerzo de dicha estructura. Entre las principales fallas se tienen las siguientes:

- a) Deslizamiento.
- b) Tensión provocada por alguna falla.
- c) Deslizamiento Interno.

El primer caso es evitar que la estructura sufra un deslizamiento en la parte interna de la cimentación del refuerzo, para así evitar posteriormente un deslizamiento a toda la estructura, como lo muestra la figura 23.

El segundo caso muestra que debido a la tensión provocada por alguna sobrecarga, el refuerzo tiende a ser fracturado provocando así dicha falla en el relleno del muro, como lo muestra la figura 24.

Si en la parte cimentada de la estructura existe un movimiento que provoque una fuerza cortante y un deslizamiento, es posible que la estructura sufra una falla en toda ésta área, ya que no existe una estabilidad continua y por lo tanto fallará en todo el sentido transversal de la estructura, como lo muestra la figura 25.

Referente a la estabilidad local en las estructuras de contención, entre los principales parámetros a considerar se tienen los siguientes:

- a) Unión del refuerzo.
- b) Pandeo del refuerzo.
- c) Deslizamiento-Rotación.

La unión de refuerzo es importante analizarla y verificarla, ya que la estructura debe de ser rígida pero con ciertas propiedades de deformación (elástica) para evitar así que al presentarse alguna fuerza en cualquiera de sus dos sentidos se fracture el refuerzo como lo indica la figura 26.

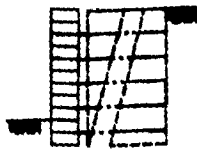
El pandeo se puede presentar en cualquier punto de la estructura provocando este una falla local (zona del pandeo provocado por una sobrecarga) y posteriormente una falla en todo el refuerzo, llegando un momento en que el muro sufra un colapso, como lo indica la figura 27.

Si en el interior de la estructura (relleno), existe un deslizamiento que provoque alterar la unión del refuerzo, y dicho movimiento sea tan fuerte que altere e incluso pueda llegar a romper dicho refuerzo, éste tendrá una rotación que provoque la falla en toda la estructura. Dicha falla se muestra en la figura 28.

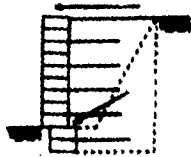
**FIGURA 23**



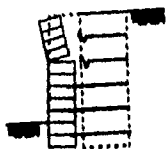
**FIGURA 24**



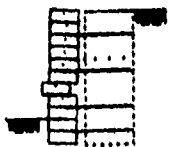
**FIGURA 25**



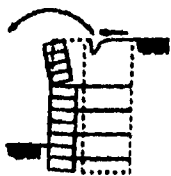
**FIGURA 26**



**FIGURA 27**



**FIGURA 28**



Una vez determinada la estabilidad de dicha estructura, se calcularán los siguientes puntos:

- I) Cálculo de la presión lateral del terreno, debido a la presión de una sobrecarga.
- II) Cálculo de la presión lateral de tierra, debido a la carga viva.
- III) Cálculo del diagrama de presiones laterales debidas a las presiones de sobrecarga y de carga viva.
- IV) Cálculo del largo de refuerzo requerido para contener la resistencia del empuje.
- V) Cálculo del anclaje de la capa de refuerzo.
- VI) Cálculo de la capacidad de carga.

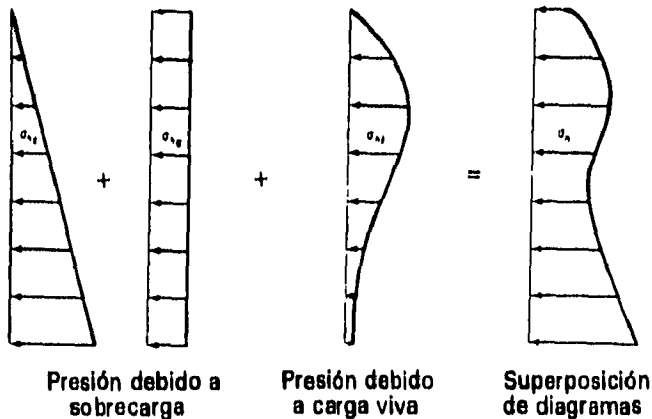
En el punto uno, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), puede ser calculado con el coeficiente de presión de tierra en reposo,  $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$ . La presión lateral depende de la profundidad ( $z$ ), y la siguiente ecuación lo presenta:

$$\sigma_h(z) = K_0(\gamma z + q)$$

donde:  $q$  = sobrecarga vertical uniforme aplicada sobre la corona del muro ( $\text{Ton/m}^2$ )

En el punto dos, la presión lateral de tierra debido a la carga viva, se calcula por Boussinesq en cualquier condición de carga que se presente.

Referente al punto tres, el diagrama de presión de sobrecarga se calcula con un diagrama de superposición, como se muestra a continuación:



El espacio de refuerzo vertical en las capas (s), puede ser calculado por la siguiente ecuación:

$$S = T_{ul} / F_s \sigma_h$$

donde:  $F_s$  = factor de seguridad dependiendo de la tensión de refuerzo

$\sigma_h$  = presión lateral de tierra a la mitad de la capa obtenida de la combinación del diagrama de presiones

$T_{ul}$  = esfuerzo último de refuerzo

En el punto cuatro, el largo total de refuerzo (L), requerido para tomar el empuje, es igual a la suma de la longitud detrás del plano de falla, ( $L_e$ ), y la longitud dentro de la zona ( $L_r$ ); el refuerzo depende de la profundidad (z), medido a partir de la corona del muro:

$$L = L_e + L_r$$

donde:  $L_r = (H-z) \tan(45^\circ - \phi/2)$

$$L_e = K_o F_s / 2 \tan(2/3 \phi)$$

donde: H = altura del muro (m)

z = profundidad de refuerzo de acuerdo a las capas consideradas (m)

$K_o$  = coeficiente de tierras en reposo

$F_s$  = factor de seguridad del empuje de falla

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo

\*el mínimo valor usado para  $L_e = 1\text{m}$

Cuando el tipo de suelo varíe a lo largo del refuerzo, la ecuación para su cálculo es la siguiente:

$$L_e = K_o F_s / (\tan(2/3 \phi_1) + \tan(2/3 \phi_2))$$

donde:  $\phi_1, \phi_2$  = son los ángulos de fricción interna del tipo de suelo arriba y debajo de la capa de refuerzo

\*teóricamente las capas de refuerzo pueden tener diferentes dimensiones en todo el eje del muro para satisfacer así la estabilidad interna de dicha estructura.

En el punto cinco, la siguiente ecuación determina la longitud del anclaje de la capa de refuerzo:

$$L_o = h_s F_s / 2 (\gamma z + q) \tan(2/3 \phi)$$

donde:  $h_s$  = ancho de la capa de refuerzo (m)

\*el mínimo valor de  $L_o = 1\text{m}$

Así pues para poder elegir un tipo de geotextil de una manera rápida, se utilizan los diagramas de diseño mostrados en el anexo, en el cual se deben de tomar en cuenta los siguientes parámetros:

1. La sobrecarga a la que se sujetará la estructura; ya que los diagramas de diseño se basan en las tres diferentes sobrecargas siguientes:

5 Ton/m<sup>2</sup>  
10 Ton/m<sup>2</sup>  
20 Ton/m<sup>2</sup>

2. El tipo de material de relleno; ya que los diagramas de diseño se basan en los siguientes cuatro tipos de relleno:

TIPO DE MATERIAL	$\phi$	c
piedra partida	40°	
grava/arena	35°	--
limo	26°	--
arcilla plástica	23°	1.43Ton/m <sup>2</sup>
morena/limo	23°	1.50Ton/m <sup>2</sup>

3. La altura del muro, la cual se ha limitado a 5.00 m. pero en función de la inclinación del talud, el límite varía de 7.00 a 10.00 m de altura.

4. Los diagramas de diseño, únicamente toma las siguientes inclinaciones del talud:  $\beta$  60°,  $\beta$  80°,  $\beta$  90°. En el supuesto caso de que se presenten valores intermedios, la solución será interpolando dichos valores.

5. Determinación de la capa de refuerzo; considerando el tipo de suelo, la carga, y el ángulo de inclinación. El espesor (D) de las capas no debe sobrepasar de 20 cm, para así garantizar una óptima compactación. En el supuesto caso de que se necesitaran mayores espacios de capa, se colocarán dos o más capas de tierra juntas, compactando adecuadamente cada una de ellas.

6. La longitud de anclaje (L), la cual depende de la altura del muro. En la figura 29 se muestra un esquema de una estructura de contención reforzada con geotextil, así como la esquematización de anclaje.

## PROCESO CONSTRUCTIVO

El geotextil se coloca por debajo de la sección transversal, la cual deberá estar colocada sobre un material granular que permite el drenado y al mismo tiempo evite la ascensión del agua por capilaridad.

En dado caso de que haya problemas para levantar la compactación requerida (90%) próctor estándar, se deberá colocar algunos "puntales provisionales para el sostenimiento de la malla".

Se coloca sobre el geotextil el material de relleno, compactado al menos al 90%, y en capas de 30 cm o menores.

Si se compacta con bailarinas o se apisona a mano, con muy bajo nivel de energía de compactación, se deberá procurar usar capas de 15 cm de espesor máximo (para compactación). La separación de el geotextil será siempre la misma 30 cm.

Se deberán de colocar tubos de PVC de 3.5 m de largo, de 10 cm (5") de diámetro, de preferencia perforados, a cada dos metros de separación horizontal y a cada 0.50 m de separación vertical, es decir en el contacto de cada dos encapsulados, para garantizar en drenaje.

Se dobla el geotextil hacia el material que se acabe de compactar para formar el encapsulado, asegurándose de que su traslape sea de al menos de 1 m para evitar que sea extraído por el empuje de tierras.

Luego de completado en encapsulado, se remueven los puntales provisionales y se coloca una nueva capa de geotextil, de acuerdo a la longitud de diseño.

Se repiten los pesos anteriores hasta alcanzar la altura deseada.

Para garantizar un mejor acabado, se sugiere utilizar un tablon insertado detras de los puntales, para "enraizar" la pared exterior.

Finalmente se deberá dar una protección a largo plazo a la estructura; dicha protección será ya sea con concreto leonado o bien con vegetación para así proteger el talud del muro evitando degradación del geotextil por intemperismo o por la acción de los rayos ultravioleta del sol.

La secuencia recomendada será la siguiente

1. Colocar el "puntal en su lugar
2. Colocar el tablón para el enrazado
3. Colocar el geotextil sobre el tablón, cuidando dejar la longitud suficiente para formar el encapsulado
4. Se dobla el geotextil sobre el material ya colocado y compactado.
5. Se coloca y compacta el resto del material.
6. Quitar puntales y los tablonces.
7. Se repiten los pasos anteriores para las capas posteriores.

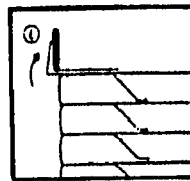
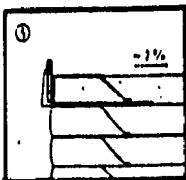
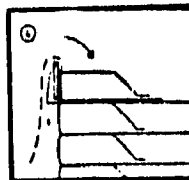
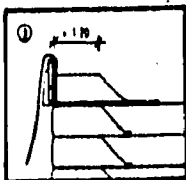
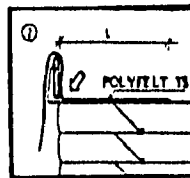
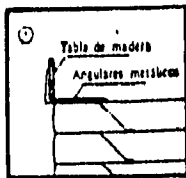
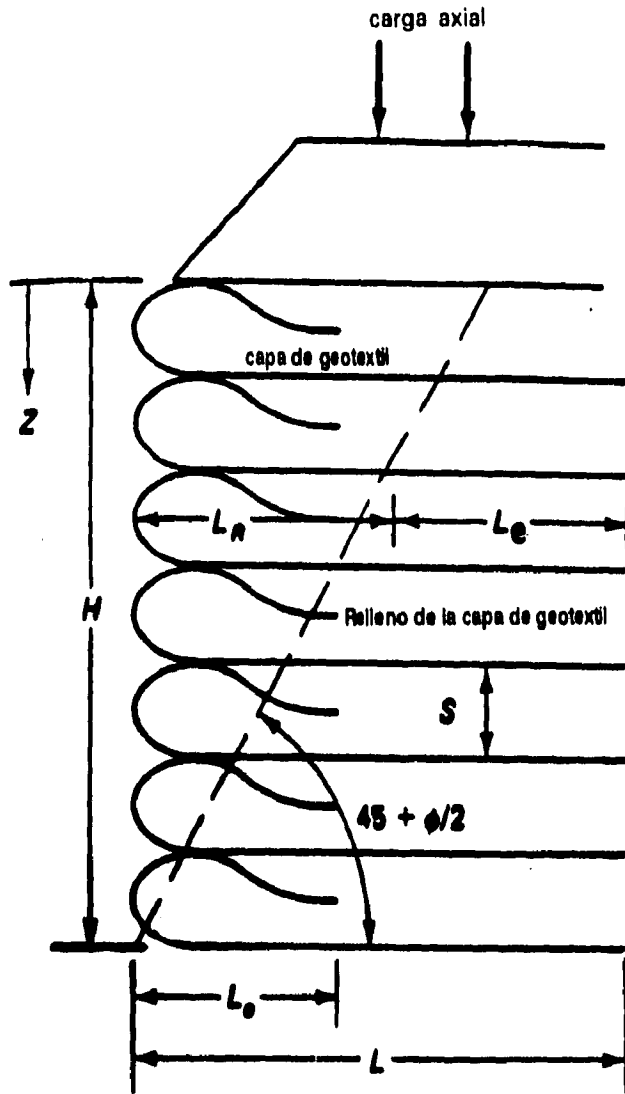




FIGURA 29



MURO DE CONTENCIÓN REFORZADO CON GEOTEXTIL

## 4.2 EJEMPLOS DE DISEÑO

Diseñar un muro de 3.65 m de altura con encapsulado de geotextil, donde, en la parte superior habrá una zona de almacen con una carga muerta de 1 Ton/m<sup>2</sup>. El muro se rellenará con un tipo de suelo granular con las propiedades siguientes :

$$\begin{aligned}\gamma &= 1.8 \text{ Ton/m}^3 \\ \phi &= 36^\circ \\ c &= 0 \text{ Ton/m}^2\end{aligned}$$

Un geotextil tejido con una resistencia última a la tensión de 45 kg/cm y un ángulo de fricción con el suelo de  $\delta = 24^\circ$ , que se pretende usar durante la construcción. Se usará factor de seguridad global  $F_s = 1.3$

SOLUCION:

A) Se determina el empuje horizontal como una fuerza de la profundidad z:

$$\begin{aligned}\text{i) } K_a &= \tan^2(45^\circ / \phi / 2) \\ K_a &= \tan^2(45^\circ - 36^\circ / 2) = 0.26\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{ii) } \sigma_h &= \sigma_h \text{ sobrecarga} + \sigma_h \text{ suelo} = k_a q + k_a \gamma z \\ \sigma_h &= (0.26)(1 \text{ Ton/m}^2) + (0.26)(1.8 \text{ Ton/m}^3)z \\ \sigma_h &= 0.26 + 0.47z\end{aligned}$$

iii) Y la resistencia permisible del geotextil con los siguientes factores de seguridad:

$$T_{\text{perm}} = T_{\text{úl}}(1/F_s \text{ id} \cdot F_s \text{ rv} \cdot F_s \text{ dg} \cdot F_s \text{ db})$$

donde:  $F_s \text{ id}$  = factor de seguridad e daños en la instalación = 1.5

$F_s \text{ rv}$  = factor de seguridad por reducción de vacíos = 3.0

$F_s \text{ dg}$  = factor de seguridad por degradación química = 1.25

$F_s \text{ db}$  = factor de seguridad por degradación biológica = 1.1

$$T_{\text{perm}} = 45 / (1.5 \cdot 3.0 \cdot 1.25 \cdot 1.1) = 7.27 \text{ kg/cm} = 0.73 \text{ Ton/m}$$

B) Cálculo para determinar el espaciado de las capas del geotextil:

i) Cuando  $z = 3.65$  m

$$S_v = T_{perm} / \sigma h / F_s$$

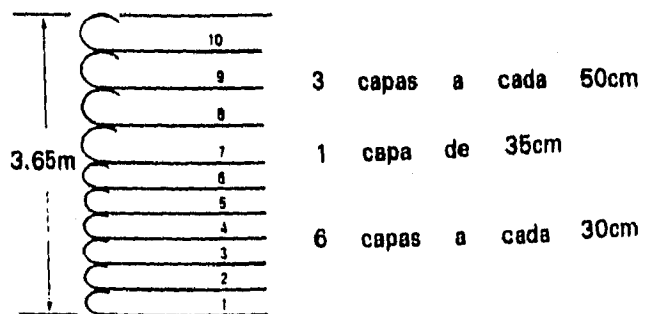
$$S_v = 0.73 \text{ Ton/m} / (0.47 \text{ Ton/m}^3)(3.65 \text{ m}) + (0.26 \text{ Ton/m}^2)(1.3)$$

$$S_v = 0.28 \text{ m}$$

Se usará un espaciado de 30 cm pero verificar con  $z = 3.35$  m,  $S_v = 0.31$  m, ahora se vera si el espaciado se puede abrir a 50 cm a una profundidad menor:

ii)	z	Sv
	3.65	0.28
	3.35	0.31
	3.05	0.33
	2.75	0.36
	2.45	0.40
	2.15	0.44
	1.85	0.50

iii) Por lo tanto, las capas se espacian como sigue:



C) Cálculo de la longitud de las capas de geotextil (L), con el valor de  $\delta = 24^\circ$  (ángulo), para geotextil sobre arena, es decir un suelo SP. El valor de Lf usa un plano de falla Rankine y se calcula a continuación.

$$\begin{aligned} \text{i) } L_e &= S_v \cdot h \cdot F_s / 2(c + \gamma z \tan \delta) \\ L_e &= S_v(0.47z + 0.26)(1.3) / 2(0 + 1.8z \tan 24^\circ) \\ L_e &= S_v(0.61z + 0.34) / 1.6z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ii) } L_f &= (H-z) \tan (45^\circ - \phi/2) \\ L_f &= (H-z) \tan (45^\circ - 36^\circ/2) \\ L_f &= (3.65-z) \tan (27^\circ) \\ L_f &= (3.65-z)(0.509) \end{aligned}$$

Capa Profundidad espaciamento

No.	z (m)	Sv (m)	Le (m)	Le mín(m)	Lf(m)	A usar	
						L(m)	(m)
10(sup)	0.50	0.50	0.40	1.00	1.60	2.60	3.00
9	1.00	0.50	0.30	1.00	1.35	2.35	3.00
8	1.50	0.50	0.26	1.00	1.09	2.09	3.00
7	1.85	0.35	0.17	1.00	0.92	1.92	3.00
6	2.15	0.30	0.14	1.00	0.76	1.76	3.00
5	2.45	0.30	0.14	1.00	0.61	1.61	3.00
4	2.75	0.30	0.14	1.00	0.46	1.46	1.50
3	3.05	0.30	0.14	1.00	0.31	1.31	1.50
2	3.35	0.30	0.13	1.00	0.15	1.15	1.50
1(Inf)	3.65	0.30	0.13	1.00	0.00	1.00	1.50

\*Nótese que los valores de Le son muy pequeños (esto es típico en muros de encapsulados de geotextil) y se usa el valor mínimo de 1.00m. También, cuando se adiciona el valor de Lf para obtener la longitud total se debería determinar el ancho conveniente del geotextil. En este caso, el geotextil debería usarse paralelo al muro, requiriendo  $(3.00 \text{ m} + 0.50 \text{ m} + 1.00 \text{ m}) = 4.50 \text{ m}$ . de geotextil de ancho, lo cual es un tamaño conveniente. Sin embargo, la resistencia a la tensión de 45kg/cm debe darse en la dirección de la trama, la cual, algunas veces es la dirección más débil del geotextil, cuando se trata con geotextiles tejidos. Si se ha considerado un geotextil no tejido, se tendría que usar una máquina en dirección transversal.

D) Verificación del largo de traslape ( $L_o$ ), para verificar si es menor el valor recomendado de 1.00 m, usando la siguiente ecuación:

$$i) \quad L_o = S_v \sigma h F_s / 4(c + \gamma z \tan \delta)$$

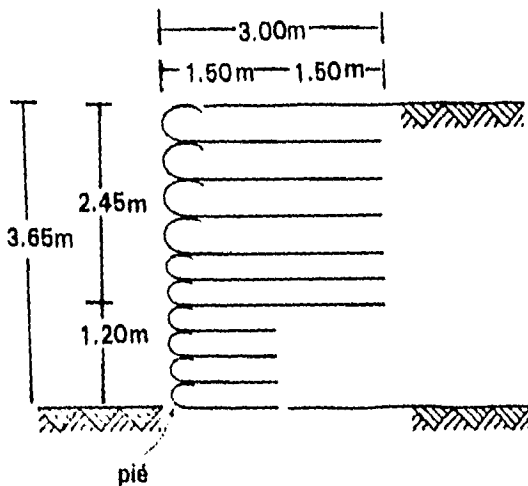
$$L_o = S_v (0.47z + 0.26)(1.3) / 4(0 + 1.8z \tan 24^\circ)$$

como el traslape es máximo en la capa superior con  $z = 0.50$  m.

$$ii) \quad L_o = 0.5 (0.47(0.5) + 0.26)(1.3) / 4(1.8)(0.5) \tan 24^\circ$$

$$L_o = 0.20 \text{ m, por lo que se acepta usar un traslape de } 1.00 \text{ m.}$$

E) Debido a que se ha dado estabilidad interna el muro, ahora el diseño se enfocará a la estabilidad externa, usando conceptos geotécnicos del suelo. Así lo indica la siguiente figura:



Suelo detras del muro  
 $\gamma = 1.75 \text{ Ton/m}^3$   
 $\delta = \phi = 32^\circ$   
 $c = 0$   
 $K_a = 0.31$

Suelo de desplante  
 $\gamma = 1.85 \text{ ton/m}^3$   
 $\phi = 15^\circ$   
 $\delta = 0.95 \phi = 14.2^\circ$   
 $C_a = 0.80$   
 $c = 1.56 \text{ Ton/m}^2$   
 $c = 1.95 \text{ Ton/m}^2$

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$i) Pa = 0.5 \sigma H^2 Ka$$
$$Pa = 0.5(1.75 \text{Ton/m}^3)(3.65 \text{m})^2(0.31) = 3.61 \text{Ton/m}$$

$$ii) Pa \cos 32^\circ = 3.06 \text{Ton/m}$$
$$Pa \sin 32^\circ = 1.91 \text{Ton/m}$$

F) Revisión por volteo, los momentos se toman con respecto al pié del muro y así calcular un factor de seguridad:

$$i) F_s \text{ volteo} = \text{Momentos resistentes/Momentos motores}$$
$$F_s \text{ volteo} = W_1 x_1 + W_2 x_2 + Pa \sin \delta (3.00) / Pa \cos \delta (1.20)$$

$$F_s = \frac{(3.65)(1.50)(1.8)(0.75) + (2.45)(1.5)(1.8)(2.91)(3)}{(3.06)(1.20)}$$

$$F_s \text{ volteo} = 7.63 > 3.00, \text{ Por lo tanto se acepta.}$$

G) Revisión por desplazamiento, las fuerzas horizontales en la base del muro se suman, para calcular el factor de seguridad:

$$i) F_s \text{ desl} = \text{Fuerzas resistentes/Fuerzas motoras}$$

$$F_s \text{ desl} = \frac{(Ca + (W_1 + W_2 + Pa \sin \delta) / 1.5) \tan \delta (1.50)}{Pa \cos \delta}$$

$$F_s \text{ desl} = \frac{1.56 + (9.855 + 6.615 + 1.91) / 1.50 \tan 14.2^\circ (1.50)}{3.06}$$

$F_s \text{ desl} = 2.28 < 3.00$ , Por tanto, no se acepta por lo que la capa inferior de geotextil será alargada; se prueba con 3.00m

$$F_s \text{ desl} = \frac{1.56 + (9.855 + 6.615 + 1.91/3) \tan 14.2^\circ (3.00)}{3.06}$$

$F_s \text{ desl} = 3.05 > 3.00$ , se acepta y debido a que la capa inferior y las 6 capas superiores son de 3.00m, se propone que todas sean de esa longitud.

H) Verificación de la falla del suelo de desplante usando la teoría de capacidad de carga para cimentaciones superficiales:

$$\begin{aligned} \text{i) } P_u &= c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \\ P_u &= (1.95)(13.00) + 0 + 0.5(1.85)(3.0)(2.00) \\ P_u &= 25.35 + 5.55 = 30.90 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ii) } P_{act} &= (1.8 \text{ Ton/m}^3)(3.65\text{m}) + 1.95 \text{ Ton/m}^2 \\ P_{act} &= 8.52 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{iii) } F_s \text{ cc} &= P_u / P_{act} \\ F_s \text{ cc} &= 30.90 / 8.52 = 3.65 \text{ Por lo tanto se acepta} \end{aligned}$$

\*El diseño está completo, excepto por algunos detalles. Se usan 10 capas de geotextil (las primeras seis capas con un espesor de 30 cm, la séptima con un espesor de 35 cm y las últimas tres de 50 cm), las cuales tienen un largo de 4.5 m cada una (3.0m + 0.5m + 1.0m) de las cuales, habrá centímetros adicionales para traslape en las siete capas inferiores, debido a que su espesor es menor a 50cm.

El siguiente ejemplo, es un diseño de un muro de contención con los mismos datos anteriores, pero ahora, pasará sobre la corona del muro un camión con 2 ejes de 18.00 ton. repartidas en 8 ruedas, provocando así una carga axial de 2.25 Ton/rueda. Se calcularán los esfuerzos horizontales del muro por medio de la ecuación de Boussinesq.

SOLUCION:

A) Se determina el empuje horizontal como una fuerza de la profundidad z:

$$i) K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 36^\circ/2) = 0.26$$

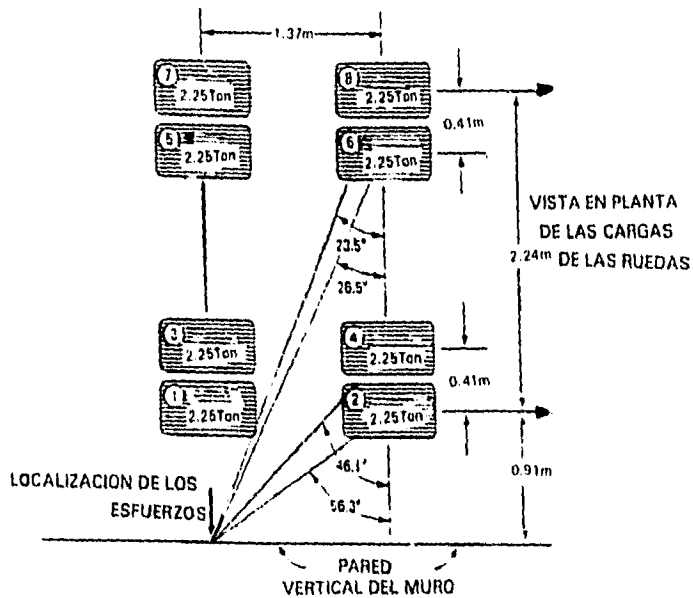
$$ii) \sigma_h = \sigma_h \text{ sobrecarga} + \sigma_h \text{ carga axial} + \sigma_h \text{ suelo}$$

$$\sigma_h = (0.26)(1 \text{ Ton/m}^2) + h + (0.26)(1.8 \text{ Ton/m}^2)z$$

$$\sigma_h = 0.26 + h + 0.47z$$

B) Se determinan los esfuerzos horizontales provocados por cada una de las cargas por rueda. Usando la ecuación de Boussinesq (ver anexo para carga puntual vertical).

i) Teniendo  $n = z/H$ ,  $m = x/H$ , la profundidad (z) a cada 0.50 m así como  $Q_p = 18.00 \text{ Ton}/8 \text{ ruedas} = 2.5 \text{ Ton/rueda}$  y el esfuerzo  $\sigma'_h = \sigma_h \cos^2(1.10)$ , ver la siguiente figura.





C) Cálculo de los esfuerzos provocados por cada rueda.

RUEDA 1						RUEDA 2
z	n=z/H	x	m=x/H	$\sigma_h H^2 / Q_p \sigma_h$		$\sigma'_h = \sigma_h \cos^2(1.1\theta)$
0	0	0.91	0.25	0	0	0
0.5	0.14	0.91	0.25	0.95	0.16	0.035
1.0	0.27	0.91	0.25	1.62	0.27	0.059
1.5	0.41	0.91	0.25	1.33	0.22	0.048
2.0	0.55	0.91	0.25	0.86	0.15	0.033
2.5	0.68	0.91	0.25	0.54	0.09	0.020
3.0	0.82	0.91	0.25	0.33	0.06	0.013
3.5	0.96	0.91	0.25	0.20	0.03	0.007

RUEDA 3						RUEDA 4
z	n=z/H	x	m=x/H	$\sigma_h H^2 / Q_p \sigma_h$		$\sigma'_h = \sigma_h \cos^2(1.1\theta)$
0	0	1.32	0.36	0	0	0
0.5	0.14	1.32	0.36	0.95	0.16	0.064
1.0	0.27	1.32	0.36	1.62	0.27	0.108
1.5	0.41	1.32	0.36	1.33	0.22	0.088
2.0	0.55	1.32	0.36	0.86	0.15	0.060
2.5	0.68	1.32	0.36	0.54	0.09	0.036
3.0	0.82	1.32	0.36	0.33	0.06	0.024
3.5	0.96	1.32	0.36	0.20	0.03	0.012

RUEDA 5						RUEDA 6
z	n=z/H	x	m=x/H	$\sigma_h H^2 / Q_p \sigma_h$		$\sigma'_h = \sigma_h \cos^2(1.1\theta)$
0	0	2.74	0.75	0	0	0
0.5	0.14	2.74	0.75	0.20	0.04	0.030
1.0	0.27	2.74	0.75	0.30	0.05	0.040
1.5	0.41	2.74	0.75	0.40	0.07	0.050
2.0	0.55	2.74	0.75	0.30	0.05	0.040
2.5	0.68	2.74	0.75	0.20	0.04	0.030
3.0	0.82	2.74	0.75	0.17	0.03	0.030
3.5	0.96	2.74	0.75	0.10	0.02	0.020

RUEDA 7						RUEDA 8
z	n=z/H	x	m=x/H	$\sigma_h H^2 / Q_p \sigma_h$	$\sigma_h$	$\sigma'_h = \sigma_h \cos^2(1.1\theta)$
0	0	3.15	0.88	0	0	0
0.5	0.14	3.15	0.88	0.10	0.02	0.010
1.0	0.27	3.15	0.88	0.20	0.04	0.030
1.5	0.41	3.15	0.88	0.30	0.05	0.040
2.0	0.55	3.15	0.88	0.20	0.03	0.030
2.5	0.68	3.15	0.88	0.20	0.03	0.030
3.0	0.82	3.15	0.88	0.10	0.02	0.010
3.5	0.96	3.15	0.88	0.10	0.02	0.010

$(\sigma_h + \sigma'_h)$	
0	0
0.5	0.519
1.0	0.867
1.5	0.786
2.0	0.543
2.5	0.366
3.0	0.247
3.5	0.149

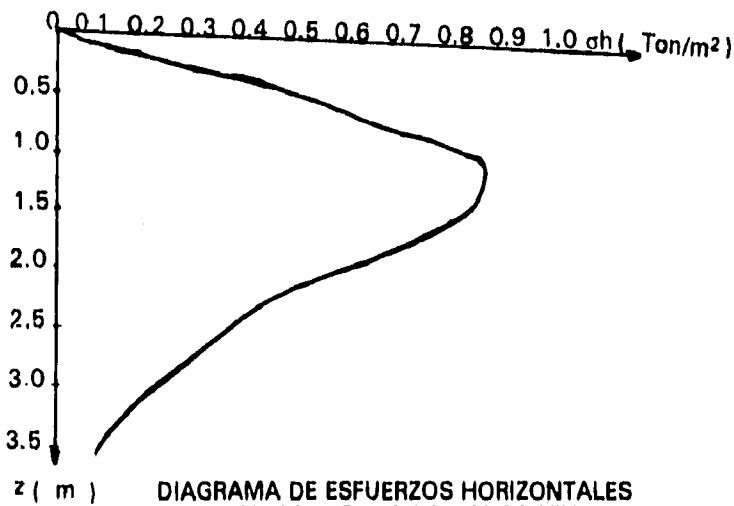


DIAGRAMA DE ESFUERZOS HORIZONTALES  
PROVOCADOS POR LA CARGA VIVA

Diagrama de presiones del suelo:

$$\sigma_h = K_a \gamma z$$

Obteniendo la siguiente tabla:

z	$\gamma$	$K_a$	$\sigma_h$
0	1.8	0.26	0
0.5	1.8	0.26	0.23
1.0	1.8	0.26	0.47
1.5	1.8	0.26	0.70
2.0	1.8	0.26	0.93
2.5	1.8	0.26	1.17
3.0	1.8	0.26	1.40
3.5	1.8	0.26	1.64

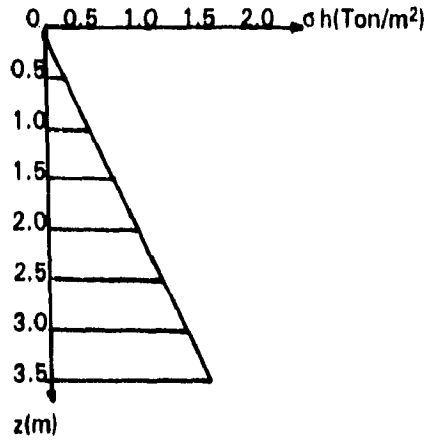


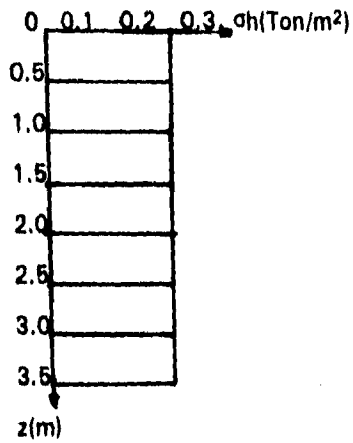
DIAGRAMA DE PRESIONES PROVOCADOS POR EL SUELO

**Diagrama de presiones de la sobrecarga**

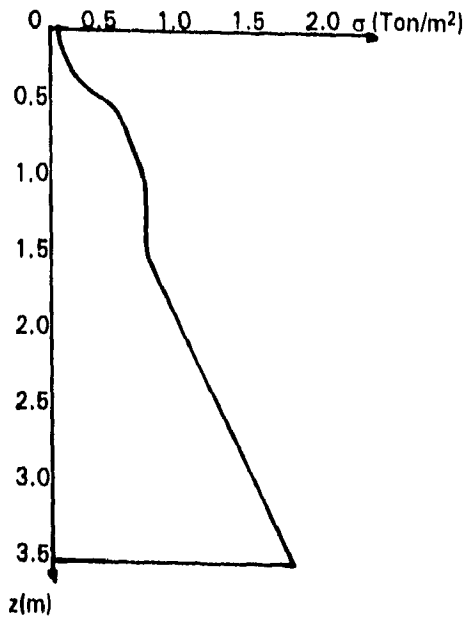
$$\sigma_{Ka} q = (0.26)(1\text{Ton/m}^2) = 0.26\text{Ton/m}^2$$

obteniendo la siguiente tabla:

$z$	$\sigma_h$
0	0.26
0.5	0.26
1.0	0.26
1.5	0.26
2.0	0.26
2.5	0.26
3.0	0.26
3.5	0.26



**DIAGRAMA DE PRESIONES PROVOCADOS POR LA SOBRECARGA**



$$\sigma_{\text{total}} (\sigma_w + \sigma_{vv} + \sigma_{\text{suelo}})$$

$$\sigma_h = 0.26 + 0.47z + 0.786z$$

**DIAGRAMA DE SUPERPOSICION DE PRESIONES PROVOCADAS POR LAS  
DIFERENTES CARGAS**

D) Cálculo para determinar el espaciamiento de las capas del geotextil:

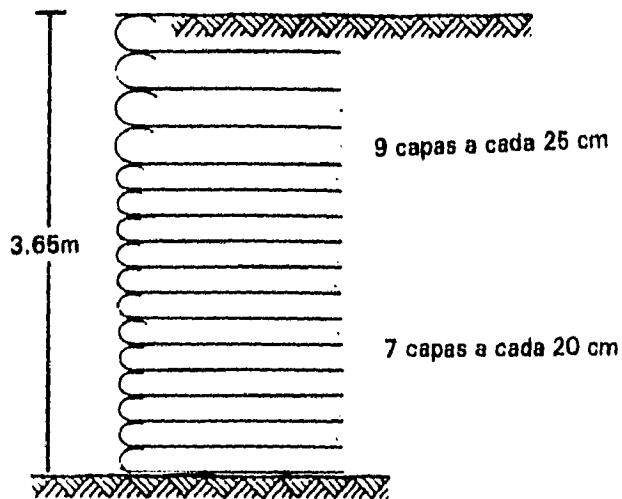
i) Cuando  $z = 3.65\text{m}$   
 $S_v = T_{perm} / \sigma_h(F_s)$   
 $S_v \approx 0.73 / \sigma_h(F_s)$   
 $S_v = (0.26) + (0.47)(3.65) + (0.786)(3.65)(1.3)$   
 $S_v = 0.11\text{m}$

Se usará un espaciamiento de 0.15 cm, pero verificar con  $z = 3.5\text{ m}$

ii)

$z$	$S_v$
3.65	0.11
3.50	0.11
3.35	0.13
3.20	0.13
3.05	0.14
2.90	0.14
2.75	0.15
2.60	0.16
2.45	0.17
2.30	0.18
2.15	0.19
2.00	0.19
1.85	0.21

iii) Por lo tanto las capas se espacian como sigue:



E) Cálculo de la longitud de las capas del geotextil (L).

$$i) \quad Le = Sv \cdot ch \cdot Fs / 2(c + \gamma z \tan \delta)$$

$$Le = Sv(0.26 + 0.47z + 0.786z) / 2(0 + 1.8z \tan 24^\circ)$$

$$Le = Sv(0.338 + 1.632z) / 1.60z$$

$$ii) \quad Lf = (H-z) \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$Lf = (3.65-z) \tan(45^\circ - 36^\circ/2)$$

$$Lf = (3.65-z)(0.509)$$

Capa	Profundidad	Espaciamento	A usar				
No.	z (m)	Sv (m)	Le (m)	Le mín(m)	Lf(m)	L(m)	(m)
16(sup)	0.25	0.25	0.466	1.00	1.730	2.73	3.00
15	0.50	0.25	0.360	1.00	1.603	2.60	3.00
14	0.75	0.25	0.325	1.00	1.476	2.47	3.00
13	1.00	0.25	0.307	1.00	1.348	2.34	3.00
12	1.25	0.25	0.297	1.00	1.221	2.22	3.00
11	1.50	0.25	0.290	1.00	1.094	2.09	2.50
10	1.75	0.25	0.285	1.00	0.967	1.96	2.50
9	2.00	0.25	0.281	1.00	0.839	1.84	2.50
8	2.25	0.25	0.278	1.00	0.712	1.17	2.00
7	2.45	0.25	0.221	1.00	0.610	1.61	2.00
6	2.65	0.20	0.220	1.00	0.509	1.51	2.00
5	2.85	0.20	0.218	1.00	0.407	1.41	2.00
4	3.05	0.20	0.217	1.00	0.305	1.31	2.00
3	3.25	0.20	0.217	1.00	0.203	1.21	2.00
2	3.40	0.20	0.216	1.00	0.127	1.13	1.50
1 (inf)	3.65	0.20	0.204	1.00	0.000	1.00	1.50

\*Nótese que los valores de (Le) son muy pequeños (ésto es típico en muros de encapsulados de geotextil), y se usa el valor mínimo de 1.00 m. También cuando se adiciona el valor de (Lf) para obtener la longitud total se debería determinar el ancho conveniente de geotextil. En este caso el geotextil debería usarse paralelo al muro, requiriendo (3.00 m + 0.25m + 1.00m) 4.25 m de geotextil de ancho, lo cual es un tamaño conveniente.

F) Verificación del largo de traslape (Lo) para verificar si es menor que el valor recomendado de 1.00m. usando la siguiente ecuación:

$$i) Lo = \frac{Sv \sigma_h F_s}{4(c + \gamma z \tan \delta)}$$

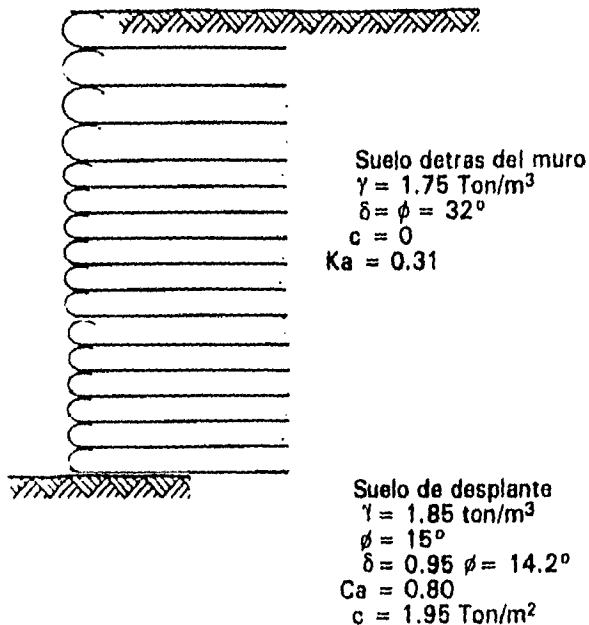
$$Lo = \frac{Sv (0.26 + 0.47z + 0.786z)(1.3)}{4(0 + 1.8z \tan 24^\circ)}$$

como el traslape es máximo en la capa superior,  
con  $z = 0.25$

$$ii) Lo = \frac{0.25(0.26 + 0.47 \cdot 0.25 + 0.786 \cdot 0.25)(1.3)}{4(0 + 1.8 \cdot 0.25) \tan 24^\circ}$$

$$Lo = 0.232m, \text{ por lo que se acepta usar un traslape de } 1.00m$$

G) Cálculo de la estabilidad externa:





$$\begin{aligned}
 \text{i) } P_a &= 0.5 \gamma H^2 K_a \\
 P_a &= 0.5(1.75 \text{Ton/m}^3)(3.65 \text{m})^2(0.31) = 3.61 \text{ Ton/m} \\
 \text{ii) } P_a \cos 32^\circ &= 3.06 \text{ Ton/m} \\
 P_a \sin 32^\circ &= 1.91 \text{ Ton/m}
 \end{aligned}$$

H) Revisión por volteo, los momentos se toman con respecto al pie del muro y así calcular un factor de seguridad:

$$\begin{aligned}
 \text{i) } F_s \text{ volteo} &= \text{Momentos resistentes/Momentos motores} \\
 F_s \text{ volteo} &= \frac{(3.65)(2.00)(1.8)(1.00) + (2.00)(1.00)(1.8)(1.50) + (1.91)(3.00)}{(3.06)(1.65)} \\
 F_s \text{ volteo} &= 4.80 > 3.00 \text{ por lo tanto se acepta.}
 \end{aligned}$$

I) Revisión por deslizamiento, las fuerzas horizontales en la base del muro se suman, para calcular el factor de seguridad.

$$\begin{aligned}
 \text{i) } F_s \text{ desl} &= \text{Fuerzas resistentes/Fuerzas motoras} \\
 F_s \text{ desl} &= \frac{C_a + (W_1 + W_2 + P_a \sin \delta)}{P_a \cos \delta} / (2.00) \tan 14.2^\circ (2.00) \\
 F_s \text{ desl} &= \frac{1.56(13.14 + 3.6 + 1.91)}{3.06} / (2.00) \tan 14.2^\circ (2.00)
 \end{aligned}$$

$F_s \text{ desl} = 2.56 < 3.99$  por lo tanto, no se acepta, por lo que la capa inferior de geotextil será alargada; se prueba con 3.50 m

$$\begin{aligned}
 F_s \text{ desl} &= 1.56(13.14 + 3.6 + 1.91) / (3.5) \tan 14.20^\circ (3.50) \\
 F_s \text{ desl} &= 3.2 > 3.00 \text{ se acepta y debido a que la capa inferior y las 6 capas superiores son de 2.00 m se propone que todas sean de esa longitud.}
 \end{aligned}$$

J) Verificación de la falla del suelo de desplante usando la teoría de capacidad de carga para cimentaciones superficiales:

$$\begin{aligned}
 \text{i) } P_u &= c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \\
 P_u &= (1.95)(10.98)(0.95) + 0 + 0.5(1.85)(3.0)(2.65)(0.7) \\
 P_u &= 20.34 + 5.15 = 25.49 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ii) } P_{act} &= (1.8 \text{ Ton/m}^3)(3.65 \text{m}) + (1.95 \text{ Ton/m}^2) \\
 P_{act} &= 8.52 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{iii) } F_s \text{ cc} &= P_u / P_{act} \\
 F_s \text{ cc} &= 25.49 / 8.52 = 2.99 \text{ Por lo tanto se acepta}
 \end{aligned}$$

\*El diseño está completo, excepto por algunos detalles. Se usen 16 capas de geotextil (las primeras 7 con un espesor de 20 cm. y las últimas 9 con un espesor de 25 cm.), las cuales tienen un largo de 4.5m. cada una (3.00m + 0.50m + 1.00m) de las cuales habrá centímetros adicionales para traslapes en todas las capas del muro, debido a que su espesor es menor a 50 cm.

A continuación se presenta el mismo ejemplo pero con un procedimiento gráfico con la ayuda de las gráficas (anexo gráficas con sobrecarga), llegando a la determinación del tipo de geotextil en el refuerzo, largo de anclaje así como la longitud de traslape de dicho refuerzo.

El siguiente ejemplo es un problema de estabilidad de rellenos con una altura de 4.00 m, no genera empujes considerables, por lo que se puede usar un muro de contención a base de geotextiles, que proporciona buena estabilidad y sobre todo una gran economía con respecto a otros sistemas empleados como son: los muros de concreto armado, mampostería, gravión, entre otros.

#### CALCULO DEL MURO CON GEOTEXTIL

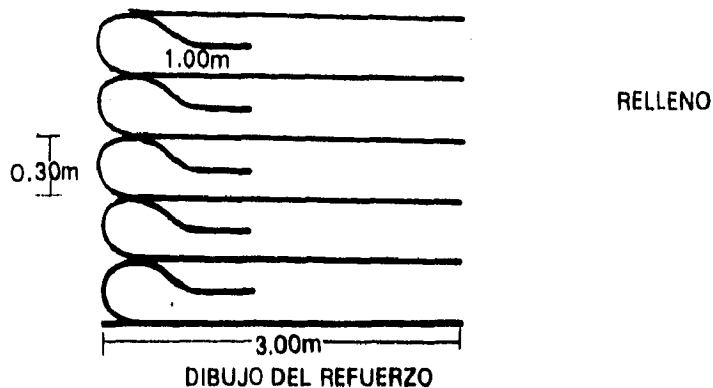
Para dicho cálculo se consideró una altura  $H = 4.00$  m

El material de relleno es el suelo local, una mezcla de suelos heterogénea, predominantemente arcillosa, con una cohesión de  $1.5 \text{ Ton/m}^2$  y un ángulo de fricción de  $23^\circ$ .

El muro es totalmente vertical ( $\alpha = 90^\circ$ ) y el refuerzo del geotextil, tiene una resistencia de  $2,000 \text{ kg/m}$  (ASTM D4595).

Los resultados obtenidos de las gráficas son los siguientes:

- i) El encapsulado será de  $3.00$  m de longitud.
- ii) El espesor de cada capa es de  $0.30$  m
- iii) La longitud de traslape será igual a  $1.00$  m



Si no se encontrara el geotextil con las características antes mencionadas se podrían utilizar los siguientes geotextiles con el espesor que se indica en la siguiente tabla. La longitud y el traslape es la misma, siempre y cuando se utilice el material de relleno antes mencionado.

D	GEOTEXTIL	ASTM D- 4595 RESISTENCIA	PESO
(cm)		(Ton/m)	(gr/m <sup>2</sup> )
10	TS 500	0.850	140
15	TS 600	1.140	200
20	TS 700	1.700	280
25	TS 750	2.000	350
30	TS 800	2.190	400

Si el material de relleno fuera grava-arena con un ángulo de fricción interna de 35° y de cohesión cero, las características del geotextil serían las siguientes.

D	GEOTEXTIL	ASTM D- 4595 RESISTENCIA	PESO
(cm)		(Ton/m)	(gr/m <sup>2</sup> )
10	TS 500	0.850	140
10	TS 600	1.140	200
15	TS 700	1.700	280
20	TS 750	2.000	350
22	TS 800	2.190	400

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

De acuerdo con los trabajos desarrollados, se pueden observar diferentes aspectos importantes.

Las estructuras de contención pueden estabilizar sus taludes a través de diferentes materiales.

En el presente trabajo se analizan dos tipos de materiales que darán refuerzo y estabilidad a una estructura de contención. El concreto armado, tradicionalmente utilizado para este tipo de estructuras y cuya vida útil considerada de 99 años, es similar a la vida útil del geotextil estudiado en este trabajo y que presenta una serie de ventajas.

Durante los procesos constructivos se presenta una gran diferencia al utilizar el geotextil en comparación con el concreto armado ya que en éste se requiere de elaborar el armado de acero de refuerzo, colocación de la cimbra y su preparación, colado y descimbrado, lo cual implica mayores tiempos y consecuentes costos. Mientras que el uso de geotextil requiere solamente de un tendido en capas, su relleno y compactación, cuidando dejar el traslape correspondiente, para posteriormente iniciar el relleno de la capa subsecuente e iniciar su tendido.

Con lo descrito anteriormente se puede decir que de acuerdo a un comparativo de costo efectuado en el presente trabajo, un muro de contención reforzado con geotextil oscila entre un 40 y 45% más económico que el muro reforzado con concreto armado, tomando en consideración que ambas estructuras soportarán solicitaciones iguales.

El tipo de suelo de desplante de las estructuras de contención reforzadas con geotextil puede ser cualquier tipo de suelo, no siendo recomendable desplantarlo sobre terreno pantanoso, el cual deberá recibir un mejoramiento para que su capacidad de carga sea mayor, evitando así hundimientos y posible volteo de la estructura.

Por otra parte el tipo de material de relleno para la contención con geotextil, puede ser con cualquier tipo de suelo; ya sea fino o granular, y dependiendo del tipo de suelo, las características del geotextil serán las adecuadas según su diseño para poder contener las diferentes cargas y empujes que se presentarán.

Al utilizar el geotextil como refuerzo en estructuras de contención, debido a sus propiedades hidráulicas, es un material permeable por lo cual no requiere la colocación de drenes pues sirve como filtro, ya que permite el flujo del agua a través de éste y a su vez evita que existan taponamientos debido a que sus fibras son lo suficientemente grandes para que se filtre el agua y lo suficientemente pequeñas para evitar la migración de partículas del suelo de relleno hacia la capa de geotextil.

Para definir algunas características de manera rápida y aproximada se recomienda utilizar las gráficas de diseño, siempre y cuando cumpla con las variantes que contienen cada una de las gráficas tales como son: tipo de material, tipo de carga y el ángulo de inclinación del talud del muro; sin embargo se recomienda usar el procedimiento analítico para llegar a valores más precisos.

Entre los diferentes tipos de geotextil nombrados en el presente trabajo, cabe mencionar que para el caso de muros de contención con alturas mayores de 3m y considerando el tipo de material así como el ángulo de inclinación, se recomienda el empleo del geotextil TS-750 debido a que cumple con las características mecánicas óptimas para dar estabilidad y refuerzo a la estructura de contención, así también el espesor de la capa es de 20cm en la cual se le puede dar una buena compactación y tener un buen confinamiento.

Cuando en la corona de una estructura de contención exista alguna carga ya sea puntual vertical, puntual vertical uniformemente repartida de longitud finita, rectangular uniformemente repartida o bien circular uniformemente repartida, se recomienda el uso de los valores de influencia para determinar el esfuerzo que provoca tal carga a una profundidad deseada.

Por otra parte para el cálculo de empujes de tierra, el método recomendado y utilizado en los ejemplos de diseño, es la Teoría de Rankine que desde mi punto de vista obtiene buenos resultados así también toma en cuenta el cálculo de presiones y empujes con la presencia de niveles de agua freáticos.

Cabe mencionar también que para un mejor conocimiento de la estabilidad de un muro reforzado con geotextil, se efectuaron ensayos de carga a escala natural en laboratorio, para tal efecto se consideró un tipo de suelo arcilloso y determinando los parámetros tales como son: la resistencia a la tracción y la elongación a la rotura. Teniendo como resultado que la carga de falla es muy superior a la carga calculada. En éste ensayo no se alcanzó la rotura de fluencia del geotextil.

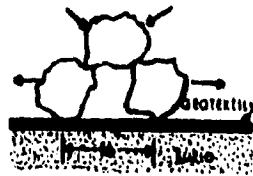
Se recomienda que en el acabado del muro de contención, exista una protección en la superficie del talud del muro; ya sea con concreto lanzado o la comunmente empleada, una capa de vegetación, para que haya una integración ambiental, no siendo erosionable en algún caso de incendio, así como protección contra los rayos ultra violeta del sol, lo cual debe ser garantizada para evitar una reducción de la estabilidad por motivo de disminución en la resistencia del material.

Se concluye que el geotextil para estabilidad de taludes, así como para otras funciones en un material versátil debido a sus propiedades mecánicas e hidráulicas y cuyas funciones son variadas tomando en cuenta la función para la cual se utiliza, ya sea como refuerzo, filtración, drenaje, impermeabilización (cuando se impregna con asfalto) y protección.

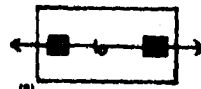
**ANEXOS**

**TABLA DE LOS METODOS NORMALIZADOS MAS COMUNES**

NORMA	FUNCION PRINCIPAL	CARACTERISTICA
ASTM D-3776	Determina la masa por unidad de área	Norma empleada para comparar geotextiles entre sí, ya que el costo es directamente proporcional a la masa por unidad de área al igual que el costo de instalación. Su homogeneidad indica la homogeneidad de las propiedades mecánicas.
ASTM D-1777	Verificar el espesor de la capa del geotextil	Esta norma verifica la propiedad "espesor comprimido", que es el espesor de un geotextil bajo un esfuerzo normal específico, el cual se determina a diferentes presiones. Habrá mayor permeabilidad en el plano de la tela, si el espesor de esta es igual mayor, así como mayor potencial de absorción de aberturas, la capacidad filtrante, la permeabilidad, etc..
ASTM D-4632	Conocer la resistencia a la tracción	Es aquella norma encargada de determinar la carga causante de la ruptura de la muestra del geotextil, misma que solo se sujeta por la mordaza en la parte central, existiendo contribución de un porcentaje de las fibras laterales a la resistencia total. Como lo muestra la siguiente figura que muestra la Prueba Índice. Otra de las funciones de esta norma, es para comparar daños provocados por instalaciones teóricas contra la resistencia del geotextil, así como control de calidad.



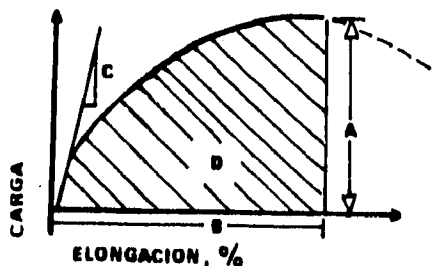
(A) CASO REAL



(B) ENSAYO "REAL"



NORMA	FUNCION PRINCIPAL	CARACTERISTICA
ASTM D-4632	Conocer la resistencia a la tracción	Esta norma consiste en definir el cociente entre el cambio en fuerza por unidad de ancho y el correspondiente cambio en deformación. u determinación se efectua en la gráfica de resistencia a la tracción contra el porcentaje de elongación. Observar la siguiente figura.



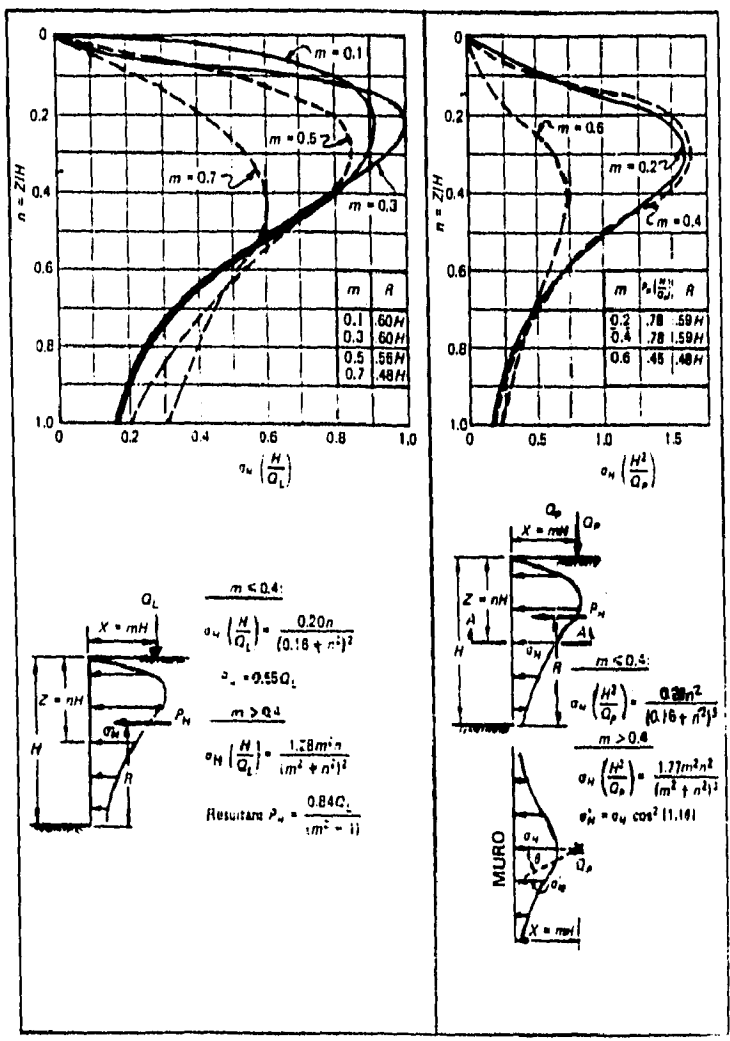
donde: A=resistencia a la tracción  
 B=elongación  
 C=modulo de rigidez,potencial de soporte,resistencia a la deformación.  
 D=tenacidad para romper el material, capacidad de soportar tensiones y alargamientos.

ASTM D-4595	Modulo de Tensión y Elongación a largo plazo,con carga estática	Referente a la elongación a largo plazo,con carga estática, cabe mencionar que es importante para el caso de refuerzo. Pruebas preliminares con presión de confinamiento muestran un desempeño para geotextiles entrelazados mecánicamente y termosellados. Ser recomienda usar factores de seguridad adecuados al tipo de geotextil.
-------------	---	---

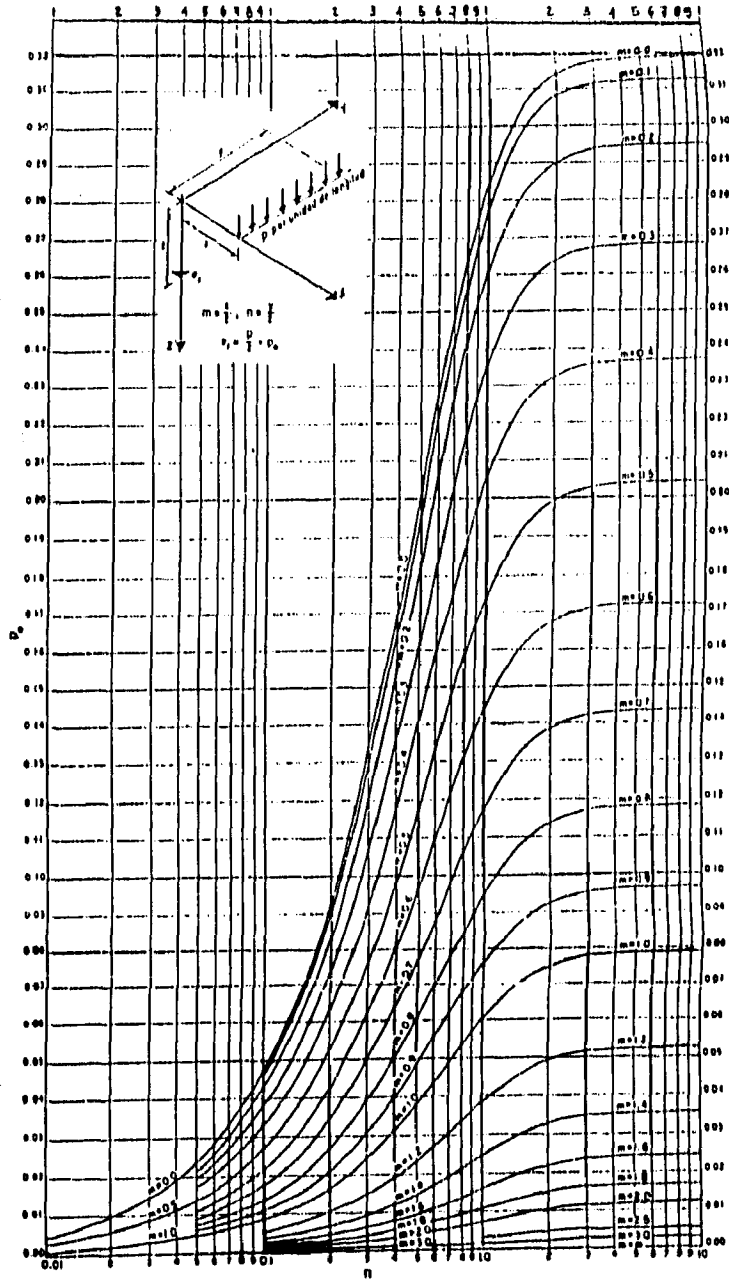
## VALORES DE INFLUENCIA PARA EL CASO DE UNA CARGA PUNTUAL VERTICAL

r/z	P <sub>o</sub>	r/z	P <sub>o</sub>	r/z	P <sub>o</sub>	r/z	P <sub>o</sub>
0.00	0.4775	0.40	0.3294	0.80	0.1386	1.20	0.0513
1	0.4723	1	0.3238	1	0.1353	1	0.0501
2	0.4770	2	0.3181	2	0.1320	2	0.0489
3	0.4764	3	0.3124	3	0.1288	3	0.0477
4	0.4756	4	0.3068	4	0.1257	4	0.0466
5	0.4745	5	0.3011	5	0.1226	5	0.0454
6	0.4732	6	0.2955	6	0.1196	6	0.0443
7	0.4717	7	0.2899	7	0.1166	7	0.0433
8	0.4699	8	0.2843	8	0.1138	8	0.0422
9	0.4679	9	0.2788	9	0.1110	9	0.0412
0.10	0.4657	0.50	0.2733	0.90	0.1083	1.30	0.0402
1	0.4631	1	0.2679	1	0.1057	1	0.0393
2	0.4607	2	0.2625	2	0.1031	2	0.0384
3	0.4579	3	0.2571	3	0.1005	3	0.0374
4	0.4548	4	0.2518	4	0.0981	4	0.0365
5	0.4516	5	0.2466	5	0.0956	5	0.0357
6	0.4482	6	0.2414	6	0.0933	6	0.0348
7	0.4446	7	0.2363	7	0.0910	7	0.0340
8	0.4409	8	0.2313	8	0.0887	8	0.0332
9	0.4370	9	0.2263	9	0.0865	9	0.0324
0.20	0.4329	0.60	0.2214	1.00	0.0844	1.40	0.0317
1	0.4286	1	0.2165	1	0.0823	1	0.0309
2	0.4242	2	0.2117	2	0.0803	2	0.0302
3	0.4197	3	0.2070	3	0.0783	3	0.0295
4	0.4151	4	0.2024	4	0.0764	4	0.0288
5	0.4103	5	0.1978	5	0.0744	5	0.0282
6	0.4054	6	0.1934	6	0.0727	6	0.0275
7	0.4004	7	0.1889	7	0.0709	7	0.0269
8	0.3954	8	0.1846	8	0.0691	8	0.0263
9	0.3902	9	0.1804	9	0.0674	9	0.0257
0.30	0.3849	0.70	0.1762	1.10	0.0658	1.50	0.0251
1	0.3796	1	0.1721	1	0.0641	1	0.0245
2	0.3742	2	0.1681	2	0.0626	2	0.0240
3	0.3687	3	0.1641	3	0.0610	3	0.0234
4	0.3632	4	0.1603	4	0.0595	4	0.0229
5	0.3577	5	0.1565	5	0.0581	5	0.0224
6	0.3521	6	0.1527	6	0.0567	6	0.0219
7	0.3465	7	0.1491	7	0.0553	7	0.0214
8	0.3408	8	0.1455	8	0.0539	8	0.0209
9	0.3351	9	0.1420	9	0.0526	9	0.0204
0.60	0.0200	2.10	0.0070	2.60	0.0029	3.10	0.0013
1	0.0195	1	0.0069	1	0.0028	1	0.0013
2	0.0191	2	0.0068	2	0.0028	2	0.0013
3	0.0187	3	0.0066	3	0.0027	3	0.0012
4	0.0183	4	0.0065	4	0.0027	4	0.0012
5	0.0179	5	0.0064	5	0.0026	5	0.0012
6	0.0175	6	0.0063	6	0.0026	6	0.0012
7	0.0171	7	0.0062	7	0.0025	7	0.0012
8	0.0167	8	0.0060	8	0.0025	8	0.0012
9	0.0163	9	0.0059	9	0.0025	9	0.0011
1.70	0.0160	2.20	0.0058	2.70	0.0024	3.20	0.0011
1	0.0157	1	0.0057	1	0.0024	1	0.0011
2	0.0153	2	0.0056	2	0.0023	2	0.0011
3	0.0150	3	0.0055	3	0.0023	3	0.0011
4	0.0147	4	0.0054	4	0.0023	4	0.0011
5	0.0144	5	0.0053	5	0.0022	5	0.0011
6	0.0141	6	0.0052	6	0.0022	6	0.0010
7	0.0138	7	0.0051	7	0.0022	7	0.0010
8	0.0135	8	0.0050	8	0.0021	8	0.0010
9	0.0132	9	0.0049	9	0.0021	9	0.0010
1.80	0.0129	2.30	0.0048	2.80	0.0021	3.30	0.0010
1	0.0126	1	0.0047	1	0.0020	1	0.0009
2	0.0124	2	0.0047	2	0.0020	2	0.0009
3	0.0121	3	0.0046	3	0.0020	3	0.0009
4	0.0119	4	0.0045	4	0.0019	4	0.0009
5	0.0116	5	0.0044	5	0.0019	5	0.0009
6	0.0114	6	0.0043	6	0.0019	6	0.0009
7	0.0112	7	0.0043	7	0.0019	7	0.0009
8	0.0109	8	0.0042	8	0.0018	8	0.0009
9	0.0107	9	0.0041	9	0.0018	9	0.0009

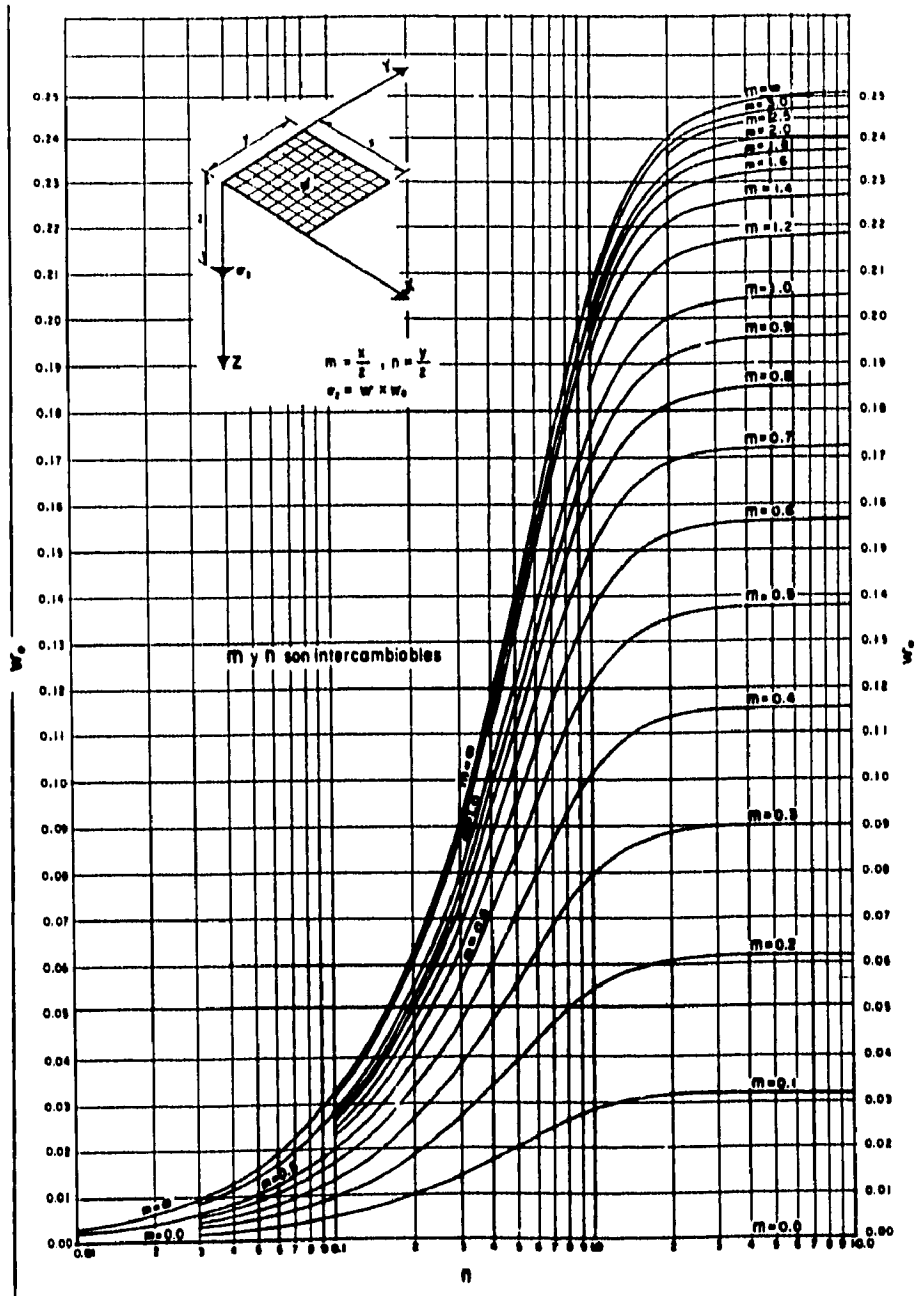
1.90 - 0.0105	2.40 - 0.0040	2.90 - 0.0018	3.40 - 0.0009
1 - 0.0103	1 - 0.0040	1 - 0.0017	1 - 0.0008
2 - 0.0101	2 - 0.0039	2 - 0.0017	2 - 0.0008
3 - 0.0099	3 - 0.0038	3 - 0.0017	3 - 0.0008
4 - 0.0097	4 - 0.0038	4 - 0.0017	4 - 0.0008
5 - 0.0095	5 - 0.0037	5 - 0.0016	5 - 0.0008
6 - 0.0093	6 - 0.0036	6 - 0.0016	6 - 0.0008
7 - 0.0091	7 - 0.0036	7 - 0.0016	7 - 0.0008
8 - 0.0089	8 - 0.0035	8 - 0.0016	8 - 0.0008
9 - 0.0087	9 - 0.0034	9 - 0.0015	9 - 0.0008
2.00 - 0.0085	2.50 - 0.0034	3.00 - 0.0015	3.50 - 0.0007
1 - 0.0084	1 - 0.0033	1 - 0.0015	1 - 0.0007
2 - 0.0082	2 - 0.0033	2 - 0.0015	2 - 0.0007
3 - 0.0081	3 - 0.0032	3 - 0.0014	3 - 0.0006
4 - 0.0079	4 - 0.0032	4 - 0.0014	3.62
5 - 0.0078	5 - 0.0031	5 - 0.0014	3.74
6 - 0.0076	6 - 0.0031	6 - 0.0014	3.75
7 - 0.0075	7 - 0.0030	7 - 0.0014	3.90
8 - 0.0073	8 - 0.0030	8 - 0.0013	4.91
9 - 0.0072	9 - 0.0029	9 - 0.0013	6.15
3.91	4.13	4.44	
a - 0.0004	a - 0.0003	a - 0.0002	a - 0.0001
4.12	4.13	4.90	



VALORES DE INFLUENCIA PARA EL CASO DE UNA CARGA LINEAL VERTICAL DE LONGITUD FINITA



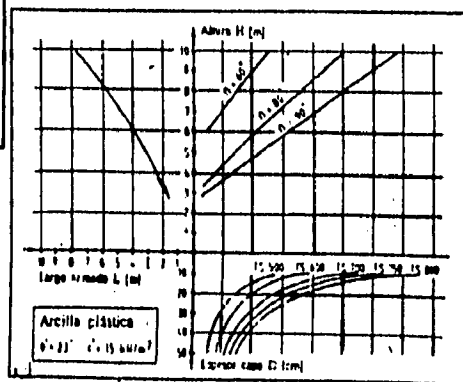
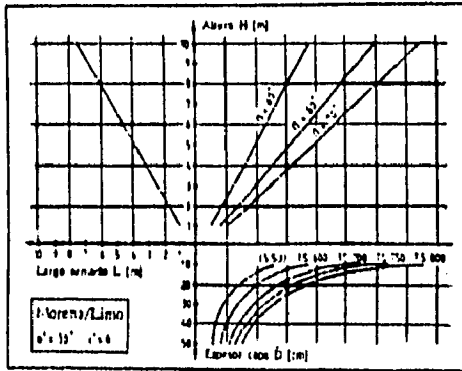
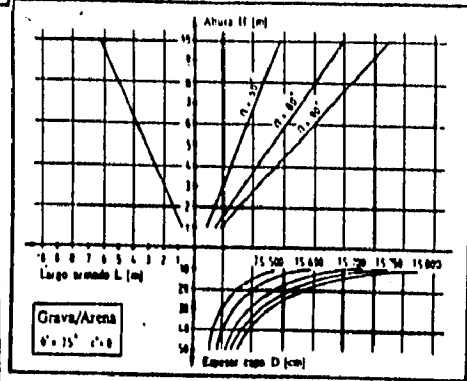
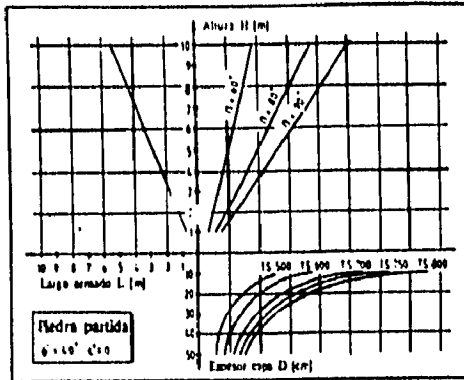
# VALORES DE INFLUENCIA PARA EL CASO DE UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE AREA RECTANGULAR



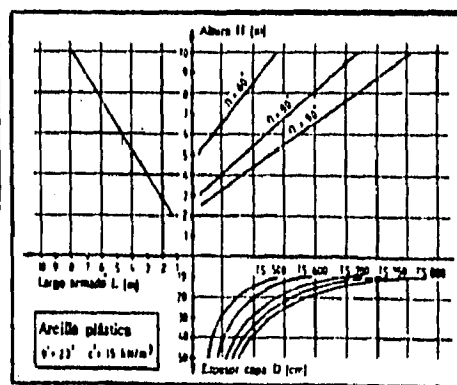
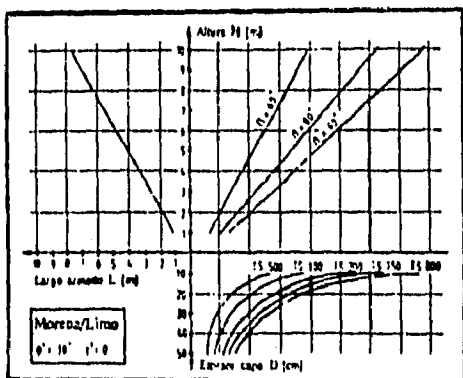
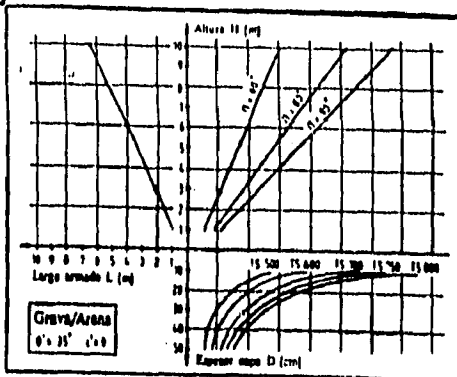
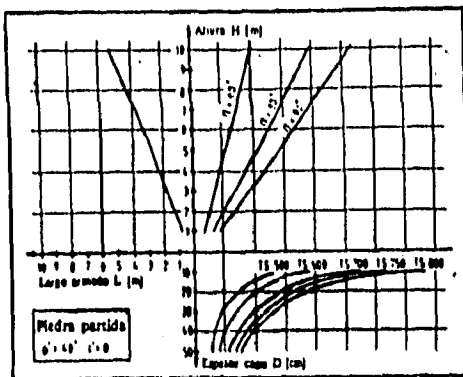
## VALORES DE INFLUENCIA PARA EL CASO DE UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA SOBRE AREA CIRCULAR

$r/z$	$w_s$	$r/z$	$w_s$	$r/z$	$w_s$	$r/z$	$w_s$
0	-0.00000	.30	-0.12126	.60	-0.36949	.90	-0.58934
1	-0.00015	1	-0.12859	1	-0.37781	1	-0.59542
2	-0.00060	2	-0.13605	2	-0.38609	2	-0.60142
3	-0.00135	3	-0.14363	3	-0.39431	3	-0.60734
4	-0.00240	4	-0.15133	4	-0.40247	4	-0.61317
5	-0.00374	5	-0.15915	5	-0.41058	5	-0.61892
6	-0.00538	6	-0.16706	6	-0.41863	6	-0.62459
7	-0.00731	7	-0.17507	7	-0.42662	7	-0.63018
8	-0.00952	8	-0.18317	8	-0.43451	8	-0.63568
9	-0.01203	9	-0.19134	9	-0.44240	9	-0.64110
10	-0.01481	.40	-0.19959	.70	-0.45018	1.00	-0.64645
1	-0.01788	1	-0.20790	1	-0.45789	1	-0.65171
2	-0.02122	2	-0.21627	2	-0.46553	2	-0.65690
3	-0.02483	3	-0.22469	3	-0.47310	3	-0.66200
4	-0.02870	4	-0.23315	4	-0.48059	4	-0.66703
5	-0.03283	5	-0.24165	5	-0.48800	5	-0.67198
6	-0.03721	6	-0.25017	6	-0.49533	6	-0.67686
7	-0.04184	7	-0.25872	7	-0.50259	7	-0.68168
8	-0.04670	8	-0.26729	8	-0.50976	8	-0.68639
9	-0.05181	9	-0.27587	9	-0.51685	9	-0.69104
20	-0.05713	.50	-0.28446	.80	-0.52386	1.10	-0.69562
1	-0.06268	1	-0.29304	1	-0.53079	1	-0.70013
2	-0.06844	2	-0.30162	2	-0.53763	2	-0.70457
3	-0.07441	3	-0.31019	3	-0.54439	3	-0.70894
4	-0.08057	4	-0.31875	4	-0.55106	4	-0.71324
5	-0.08692	5	-0.32728	5	-0.55766	5	-0.71747
6	-0.09346	6	-0.33579	6	-0.56416	6	-0.72163
7	-0.10017	7	-0.34427	7	-0.57058	7	-0.72573
8	-0.10704	8	-0.35272	8	-0.57692	8	-0.72976
9	-0.11408	9	-0.36112	9	-0.58317	9	-0.73373
1.20	-0.73763	1.56	-0.84283	1.91	-0.90021	3.40	-0.97753
1	-0.74147	7	-0.84495	2	-0.90143	.50	-0.97927
2	-0.74525	8	-0.84704	3	-0.90263	.60	-0.98083
3	-0.74896	9	-0.84910	4	-0.90382	.70	-0.98224
4	-0.75262	1.60	-0.85112	5	-0.90498	.80	-0.98352
5	-0.75622	1	-0.85312	6	-0.90613	.90	-0.98468
6	-0.75976	2	-0.85507	7	-0.90726	4.00	-0.98571
7	-0.76324	3	-0.85700	8	-0.90838	.20	-0.98757
8	-0.76666	4	-0.85890	9	-0.90948	.40	-0.98911
9	-0.77003	5	-0.86077	2.00	-0.91056	.60	-0.99041
1.30	-0.77334	6	-0.86260	2	-0.91267	.80	-0.99152
1	-0.77660	7	-0.86441	4	-0.91472	5.00	-0.99246
2	-0.77981	8	-0.86619	6	-0.91672	.20	-0.99327
3	-0.78296	9	-0.86794	8	-0.91865	.40	-0.99396
4	-0.78606	1.70	-0.86966	2.10	-0.92053	.60	-0.99457
5	-0.78911	1	-0.87136	.15	-0.92199	.80	-0.99510
6	-0.79211	2	-0.87302	.20	-0.92314	6.00	-0.99556
7	-0.79507	3	-0.87467	.25	-0.92401	.50	-0.99648
8	-0.79797	4	-0.87628	.30	-0.92466	7.00	-0.99717
9	-0.80083	5	-0.87787	.35	-0.92519	.50	-0.99769
1.40	-0.80364	6	-0.87944	.40	-0.92561	8.00	-0.99809
1	-0.80640	7	-0.88098	.45	-0.92603	9.00	-0.99845
2	-0.80912	8	-0.88250	.50	-0.92647	10.00	-0.99871
3	-0.81179	9	-0.88399	.55	-0.92691	12.00	-0.99931
4	-0.81442	1.80	-0.88546	.60	-0.92734	14.00	-0.99964
5	-0.81701	1	-0.88691	.65	-0.92776	16.00	-0.99976
6	-0.81955	2	-0.88833	.70	-0.92818	18.00	-0.99983
7	-0.82206	3	-0.88974	.75	-0.92859	20.00	-0.99988
8	-0.82452	4	-0.89112	.80	-0.92900	25.00	-0.99994
9	-0.82694	5	-0.89248	.85	-0.92941	30.00	-0.99996
1.50	-0.82932	6	-0.89382	.90	-0.92981	40.00	-0.99998
1	-0.83167	7	-0.89514	.95	-0.93021	50.00	-0.99999
2	-0.83397	8	-0.89643	3.00	-0.96838	100.00	-1.00000
3	-0.83624	9	-0.89771	.10	-0.97106	$\infty$	-1.00000
4	-0.83847	1.90	-0.89897	.20	-0.97346		
5	-0.84067			.30	-0.97561		

## DIAGRAMAS DE DISEÑO PARA 5Ton/m<sup>2</sup>

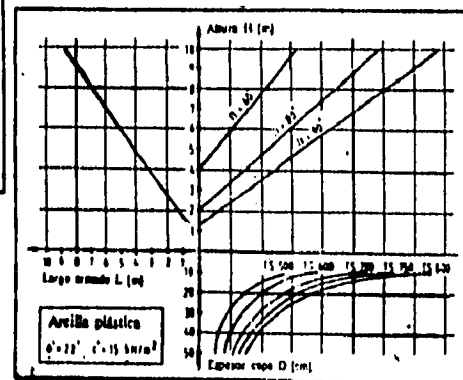
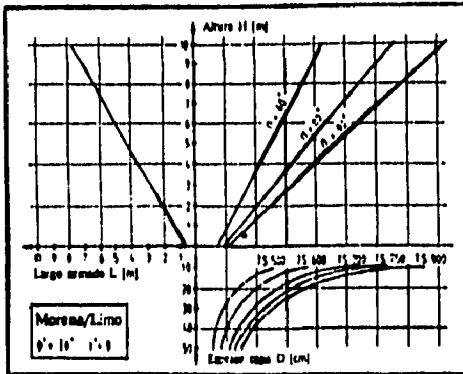
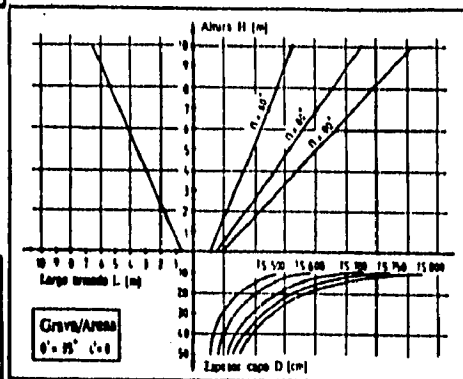
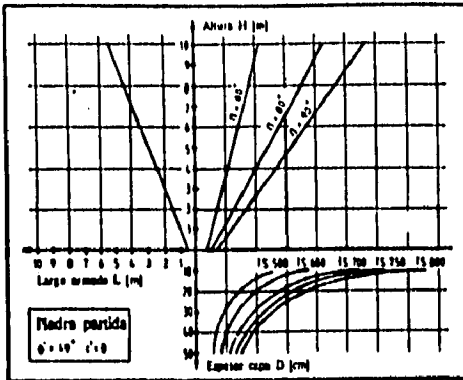


## DIAGRAMAS DE DISEÑO PARA 10Ton/m<sup>2</sup>

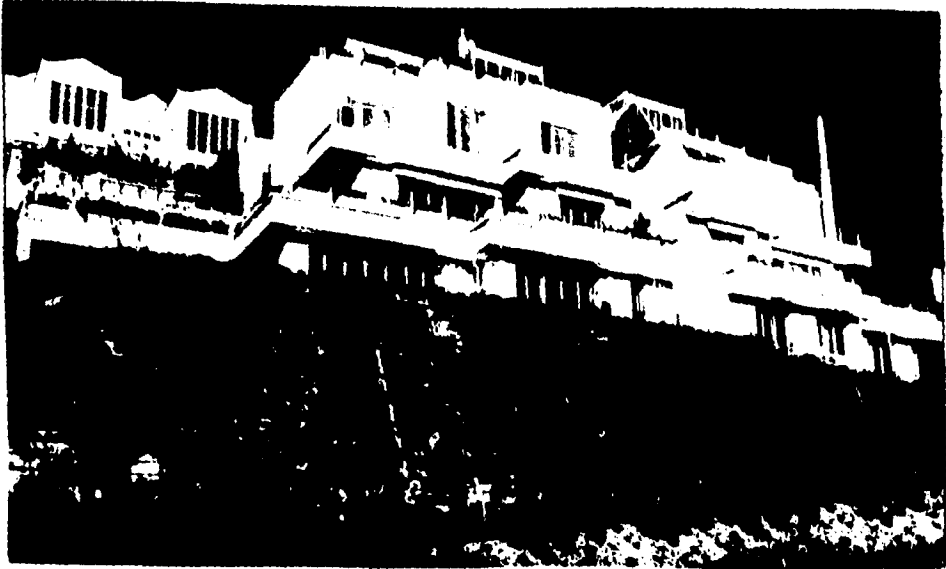




## DIAGRAMAS DE DISEÑO PARA 20Ton/m<sup>2</sup>



**VISTA FRONTAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN  
REFORZADO CON GEOTEXILES Y REVESTIDO  
CON VEJETACION PARA PROTECCION CONTRA  
LOS RAYOS ULTRAVIOLETA**



**VISTA LATERAL DE MUROS DE CONTENCION  
REFORZADO CON GEOTEXILES**



## **BIBLIOGRAFIA**

Facultad de Ingeniería, UNAM. Apuntes de Mecánica de Suelos. México, D.F., Facultad de Ingeniería UNAM, 1980

SMMS. Geosintéticos. México, D.F., SMMS, 1990

Koerner Robert, M. Designing with Geosynthetics. Englewood, New Jersey, Prentice Hall 1994

Juárez Badillo, Eulalio. Mecánica de Suelos. México, D.F. Noriega Editores 1990, Tomo I y II, p. 642

CFE. Geotecnia. México, D.F., CFE 1985

Morales y Monroy, Rafael. "Breve Introducción a los Geotextiles". Características del Geotextil. México, D.F., Septiembre de 1995.(APUNTES), P. 15

Polyfelt TS. Muros de Contención. México, D.F., Polyfelt TS, 1995, (MANUAL DE DISEÑO), P. 30.

Rico, Alfonso y Del Castillo, Hermilio. La Ingeniería de los Suelos en las Vías Terrestres. México, D.F., Limusa Noriega, 1990.