



**UNIVERSIDAD  
DON VASCO, A.C.**

# **UNIVERSIDAD DON VASCO A. C.**

Incorporación No. 8727 - 15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

## **Escuela de Ingeniería Civil**

### **DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y DE GRAVEDAD EN PREDIO UBICADO EN EL LIBRAMIENTO ORIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN.**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

**Roberto Ruiz Abarca**

Asesor:

Ing. Anastasio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, 30 de Enero de 2012.



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.

# ÍNDICE

Introducción	
Antecedentes . . . . .	1
Planteamiento del problema . . . . .	3
Objetivo general . . . . .	3
Pregunta de investigación . . . . .	4
Justificación . . . . .	5
Marco de referencia . . . . .	6
Capítulo 1.- Muros de contención de tierra	
1.1 Concepto de muro de contención . . . . .	8
1.2 Partes que conforman un muro de contención . . . . .	9
1.3 Empujes . . . . .	10
1.4 Funcionamiento y fallos . . . . .	11
1.4.1 Muro de concreto armado . . . . .	11
1.4.2 Muro de concreto en masa y mampostería . . . . .	15
1.5 Efectos de los empujes . . . . .	16
1.6 Formas . . . . .	17
1.6.1 Formas en muros de concreto armado . . . . .	17
1.6.2 Formas en muros de concreto en masa y mampostería . . . . .	20
1.7 Predimensionamiento de contención y generalidades de diseño . . . . .	21
1.7.1 Muros de gravedad . . . . .	21
1.7.2 Muros en voladizo (concreto armado) . . . . .	22
1.7.3 Muros de contrafuertes . . . . .	24

## Capítulo 2.- Empuje de tierras sobre muros de contención

2.1 Determinación del empuje de tierras . . . . .	26
2.2 Fuerzas que intervienen en el cálculo de un muro de contención .	28
2.3 Teorías de empuje . . . . .	31
2.3.1 Teoría de Coulomb para suelos friccionantes . . . . .	32
2.3.1.1 Método gráfico para la aplicación de la Teoría de Coulomb a rellenos “friccionantes” . . . . .	37
2.3.2 Estados plásticos de equilibrio, Teoría de Rankine en suelos “friccionantes” . . . . .	40
2.3.2.1 Fórmulas para los empujes en suelos friccionantes. Hipótesis para su aplicación . . . . .	44
2.3.3 Teoría de Rankine en suelos “cohesivos” . . . . .	49
2.3.4 Teoría de Rankine en suelos con cohesión y fricción . . . . .	54
2.3.5 Método semiempírico de Terzaghi para el cálculo de empuje contra un muro de retención . . . . .	55
2.4 Cálculo de las acciones sobre el muro . . . . .	62
2.4.1 Peso propio del muro . . . . .	62
2.4.2 Seguridad al vuelco . . . . .	63
2.4.3 Seguridad al deslizamiento. . . . .	65
2.4.5 Flexión . . . . .	66
2.4.6 Cargas de coronación . . . . .	67
2.4.7 Comprobación de presiones en el terreno . . . . .	67
2.4.8 Drenaje . . . . .	69

### Capítulo 3.- Resumen ejecutivo de macro y microlocalización

3.1 Generalidades . . . . .	71
3.2 Objetivo . . . . .	71
3.3 Alcance del proyecto . . . . .	72
3.4 Resumen ejecutivo . . . . .	72
3.4.1 Entorno geográfico . . . . .	72
3.4.1.1 Macro y microlocalización. . . . .	72
3.4.1.2 Hidrografía . . . . .	74
3.4.1.3 Orografía . . . . .	75
3.4.1.4 Clima . . . . .	75
3.4.1.5 Principales ecosistemas . . . . .	76
3.4.1.7 Uso de suelo . . . . .	76
3.4.1.8 Actividad económica. . . . .	76
3.4.2 Informe fotográfico . . . . .	77
3.4.3 Estado físico actual . . . . .	80
3.4.4 Alternativas de solución . . . . .	80

### Capítulo 4.- Metodología

4.1 Método empleado . . . . .	81
4.1.1 Método matemático . . . . .	82
4.2 Enfoque de la investigación . . . . .	82
4.2.1 Alcance de la investigación . . . . .	83
4.3 Diseño de la investigación . . . . .	83

4.4 Instrumentos de recopilación de datos . . . . .	84
4.5 Descripción del proceso de investigación . . . . .	84
Capitulo 5.- Análisis e interpretación de resultados	
5.1 Información disponible . . . . .	86
5.2 Análisis de cargas debido a la estructura . . . . .	87
5.3 Diseño de un muro de contención . . . . .	94
5.3.1 Muro de gravedad . . . . .	95
5.3.2 Muro de concreto armado . . . . .	103
5.4 Drenaje . . . . .	112
5.5 Interpretación de resultados . . . . .	114
5.6 Revisión de muro de concreto armado . . . . .	115
5.7 Análisis de resultados para la nueva propuesta . . . . .	124
Conclusiones . . . . .	126
Bibliografía . . . . .	128
Anexos	

## RESUMEN

La presente tesis se titula "Diseño de muros de contención de concreto armado y de gravedad en predio ubicado en el libramiento oriente de la ciudad de Uruapan". Se busca con ésta describir las diferentes estructuras de contención de tierras, analizar sus ventajas y desventajas, y elegir la más práctica viable.

Se plantea la siguiente pregunta de investigación: ¿Cuál es la estructura más conveniente para resolver los problemas de empuje presentes en un terreno ubicado en la zona oriente de la ciudad de Uruapan Michoacán en el que se desea construir una bodega para llantas?

El Capítulo 1 describe detalladamente lo que es un muro de contención, como se compone, las fuerzas que actúan sobre el mismo y los más comunes fallos en su funcionamiento.

El Capítulo 2 define el empuje de tierras, también explica las teorías más representativas, y los factores que intervienen en la estabilidad del muro.

El Capítulo 5 describe el proceso por el cual se realizó el cálculo de las propuestas de solución. El cuál se realizó por medio de la búsqueda del equilibrio entre las fuerzas que producen hundimiento, deslizamiento, volteo, y las fuerzas que lo resisten.

La conclusión alcanzada fue que un muro de concreto armado resulta ser más práctico en un caso en que la resistencia del suelo es pobre, como fue el caso actual.

# INTRODUCCIÓN

## **Antecedentes.**

Se conoce como muro de contención a las estructuras usadas para detener materiales sueltos, para que éstos no asuman su pendiente natural. Se utilizan continuamente en la construcción de vías férreas y carreteras, además de la contención de la tierra en los sótanos, para mantener el muro dentro de los límites de propiedad.

Estos muros están sometidos a empujes, que son fuerzas laterales, ocasionadas por el peso del material que se está conteniendo, en este caso tierra. Dichos muros pueden ser de diversos materiales, por ejemplo, la mampostería, que es un sistema constructivo que utilizando elementos individuales como la piedra brasa, acomodados en orden, y se unen utilizando un mortero (<http://www.superbloque.com>).

También pueden ser de concreto armado, que es una estructura en la que, añadiendo un refuerzo de acero a una estructura de concreto se logra que actúen en conjunto, siendo el concreto el que resiste los esfuerzos de compresión, y el acero absorbiendo los esfuerzos de tensión. (<http://www.cricyt.edu.ar>).

Anteriormente no se ha tratado el tema de muros de contención en otras tesis realizadas dentro de la Universidad Don Vasco, sin embargo, el Ingeniero Gonzalo Andrés Jara Mori en el año 2008 realizó una tesis doctoral titulada “Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de



tierras y su interacción con el terreno para su empleo en obras de infraestructura viaria”, donde se plantea el uso de materiales alternativos para la construcción de muros y otras estructuras, y en el cual se logró ampliar el conocimiento de materiales compuestos y su interacción con distintos tipos de suelo. (<http://oa.upm.es>)

## **Planteamiento del Problema.**

En algunas ocasiones, cuando en un terreno se presenta un talud con una inclinación importante, que puede ser debido a una excavación, se requiere de una estructura que pueda contener el empuje ocasionado por el material que esta conteniendo. Su magnitud varía en función de las características del suelo, así como de la presencia de agua en este.

Los muros de contención pueden ser de diversos materiales, cada uno con características diferentes, además del proceso constructivo, y por ende presentan ventajas y desventajas. Por lo cual habrá que considerar y analizar cuál estructura resulta más conveniente para cada problema particular.

La presente investigación analizará una estructura de mampostería y una de concreto armado, para así poder analizar sus características y poder elegir la opción más adecuada.

## **Objetivo General.**

Diseñar diferentes estructuras de contención de tierras, analizar sus ventajas y desventajas, y elegir la más práctica y viable.

## **Objetivos Particulares.**

A continuación se presentan los objetivos particulares que se buscarán con este trabajo de tesis.

- a) Definir lo que es un muro de contención, así como sus características.
- b) Determinar los empujes de tierras actuantes sobre un muro de contención.
- c) Analizar las características, las ventajas y desventajas de un muro de mampostería.
- d) Analizar las características, las ventajas y desventajas de un muro de concreto armado.
- e) Diseñar un muro de contención en cada uno de estos materiales.
- f) Definir cuál estructura es la más conveniente.

## **Pregunta de investigación.**

Con esta tesis se pretende responder la siguiente pregunta:

¿Cuál es la estructura más conveniente para resolver los problemas de empuje presentes en un terreno ubicado en la zona oriente de la ciudad de Uruapan Michoacán en el que se desea construir una bodega para llantas?

## **Justificación.**

El área de las estructuras en la Ingeniería Civil es muy amplia, y estas estructuras se utilizan para resolver problemas muy diversos, entre ellos está la retención de masas de tierra. Utilizado en aéreas tan diversas como vías de transporte, hasta la construcción de viviendas

Esta tesis pretende servir como consulta en el diseño de un muro, y la determinación del empuje en estos. Principalmente para alumnos interesados en el tema. Es importante, debido a que es el primer trabajo de tesis realizado en la Universidad Don Vasco referente a este tema en particular.

## **Marco de Referencia.**

El predio que se estudiará se ubica en la ciudad de Uruapan Michoacán, a continuación se presentan algunos datos de referencia.

El estado de Michoacán se localiza en el lado centro-occidente de la república mexicana, entre las coordenadas 20°23'27" y 17°53'5 0" de latitud norte, y entre 100°03'32" y 103°44'49" longitud oeste. Al noroeste colinda con el estado de Querétaro, al norte con los estados de Jalisco y Guanajuato, al este con el estado de México y Guerrero, y al oeste con el Océano Pacífico y los estados de Colima y Jalisco. Al sur con el Océano Pacífico y el estado de Guerrero.

Uruapan del Progreso se ubica en el estado de Michoacán, en las coordenadas 19°25 '10" latitud norte y 102°03 '30" longitud oeste, al centro-occidente del estado. Cuenta con un clima variado en función de la zona de la ciudad, principalmente variando de templado húmedo a semicálido húmedo.

El río Cupatitzio nace dentro de la ciudad, de éste se obtiene gran parte del agua potable para la misma. Al igual que el río Santa Bárbara, que nace en la presa de Caltzonzin, cruzando la parte oriente de la ciudad. Ambos pertenecen a la región hidrográfica del río Balsas.

A Uruapan se le conoce como la capital mundial del aguacate, cuyo cultivo es su principal actividad. Otras actividades agrícolas son el cultivo de caña de azúcar, maíz, durazno, café, guayaba y hortalizas como jitomate, chile o calabaza.

Además en la zona se cría ganado bovino, porcino, caprino, equino, avícola y también en menor medida la silvicultura.

El predio en cuestión se localiza en la zona oriente de la ciudad de Uruapan, sobre el libramiento oriente, aproximadamente a 1 km al noreste de la salida a la carretera Uruapan-Nueva Italia. Actualmente se utiliza como almacén abierto, con pequeñas construcciones utilizadas para vigilancia. Las cuales serán demolidas para permitir la construcción de una bodega.

# CAPÍTULO 1

## MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS

A continuación se explicará detalladamente lo que es un muro de contención, cómo se compone, se da una breve explicación de las fuerzas que sobre éste actúan, así como los más comunes fallos en su funcionamiento y otras consideraciones para su predimensionamiento.

### 1.1 Concepto de muro de contención.

Un muro es una obra de ingeniería que está destinada a la contención de tierras, de la que forman parte granos, agua y demás. Debido a que estos muros se encuentran en su mayoría en la intemperie, se debe tomar en cuenta el agua de lluvia que se infiltra en la tierra y agrega un empuje adicional, el cual debe ser considerado al momento de diseñar un muro, esto según José Barros Pena (1974).

El uso de estos muros es muy variado, por ejemplo en la construcción de fosos en los talleres mecánicos, que requieren de un muro de contención, y en los cuales al peso de la tierra se añade la presión generada por el paso de los vehículos. Otros casos pueden ser la construcción de estacionamientos subterráneos, o los sótanos para los edificios, los cuales requieren estudiarse para utilizar un muro de concreto armado.

En resumen, se puede llamar muro de contención a toda aquella estructura que retiene una masa de tierra y evita que adquiera su pendiente natural.

## 1.2 Partes que conforman un muro de contención.

Los muros de contención se componen básicamente de corona, trasdós, alzado, puntera, talón y tacón, de la forma en que se muestra en la figura 1.1, donde se ejemplifica un muro de concreto armado. Dependiendo del tipo de muro, y de las condiciones de cada caso, la puntera, el talón y el tacón podrían no ser parte del muro, como se aprecia en la figura 1.2, según José Barros Pena (1974).

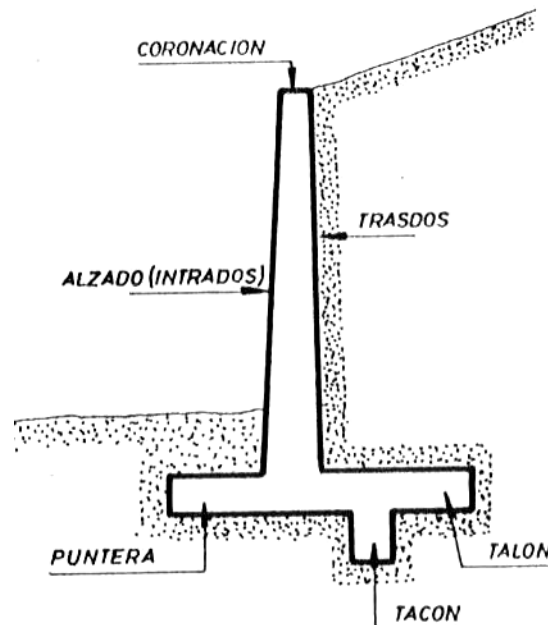


Figura 1.1 Tipo clásico de muro de concreto armado (Barros; 1974: 12)

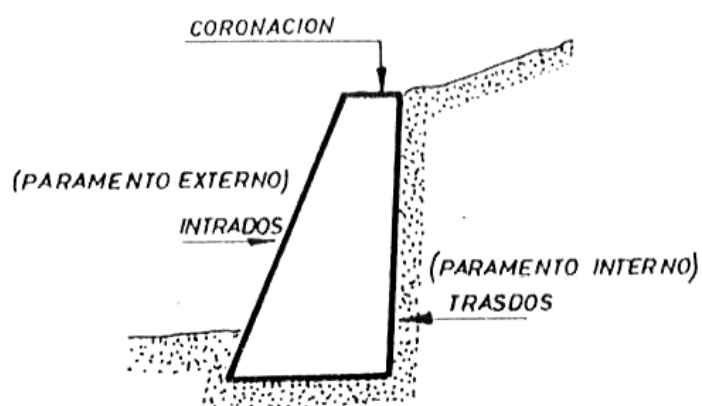


Figura 1.2 Muro de concreto en masa (Barros; 1974: 13)



### 1.3 Empujes.

“Se denomina empuje a la acción que las tierras ejercen sobre el muro. Los empujes pueden ser activos o pasivos”. (Barros; 1974: 13).

Se conoce como empuje activo al producido por la tierra que retiene el muro y por lo cual se construyó, como se aprecia en la figura 1.3.

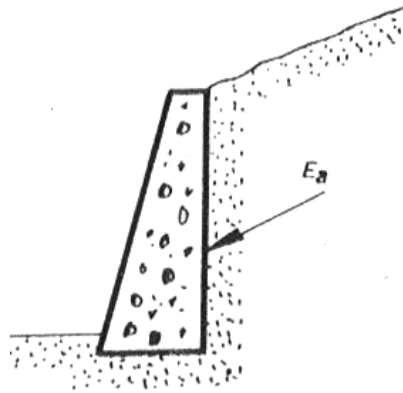


Figura 1.3 Empuje activo ( $E_a$ ), (Barros; 1974: 13)

El empuje pasivo es aquel que actúa en sentido opuesto al empuje activo, y es producido por una masa de tierra que absorbe esta acción en la estructura. Este empuje le brinda estabilidad al muro como se muestra en la figura 1.4.

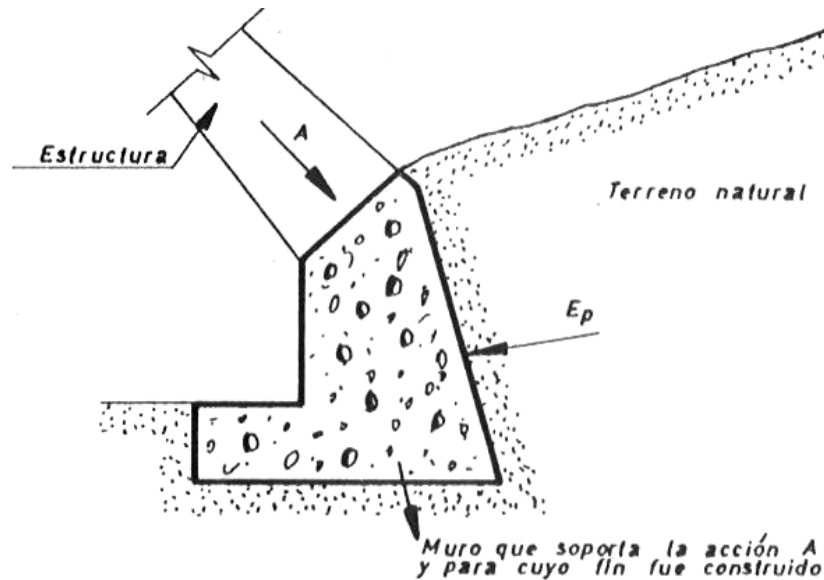


Figura 1.4 Empuje Pasivo producido por el terreno natural ( $E_p$ ), (Barros; 1974: 14)

## 1.4 Funcionamiento y fallos.

### 1.4.1 Muro de concreto armado.

“Son muros de hormigón fuertemente armados. Presentan ligeros movimientos de flexión y dado que el cuerpo trabaja como un voladizo vertical, su espesor requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Presentan un saliente o talón sobre el que se apoya parte del terreno, de manera que muro y terreno trabajan en conjunto”. (<http://es.wikipedia.org>)

La utilización de acero cumple la misión de transmitir los esfuerzos de tracción y cortante a los que está sometida la estructura. El concreto tiene gran resistencia a la compresión pero su resistencia a tracción es pequeña.

En la figura 1.5 José Barros Pena (1974) muestra la forma en que el suelo reacciona ante los esfuerzos transmitidos hacia el por el muro.

En el tacón y en la puntera las reacciones se dan horizontalmente, mientras que en la base y en el intradós se da de forma triangular.

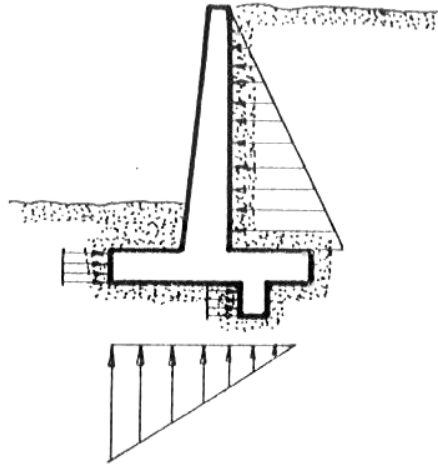


Figura 1.5 Reacción del terreno por la transmisión de esfuerzos  
(Barros; 1974: 15)

Si no se realiza un estudio adecuado del muro se pueden producir diferentes tipos de fallas, las más comunes son descritas a continuación según Barros (1974).

- 1) Deslizamiento. Usualmente, cuando el tacón y la puntera no han sido cuidadosamente diseñados, y como resultado del empuje activo el muro se desliza en la misma dirección en que actúa el empuje activo. Esta falla podría solucionarse de varias formas, por ejemplo, aumentando el tamaño de la puntera, la base del muro, del tacón, o una combinación de estos, para así lograr una adhesión adecuada.

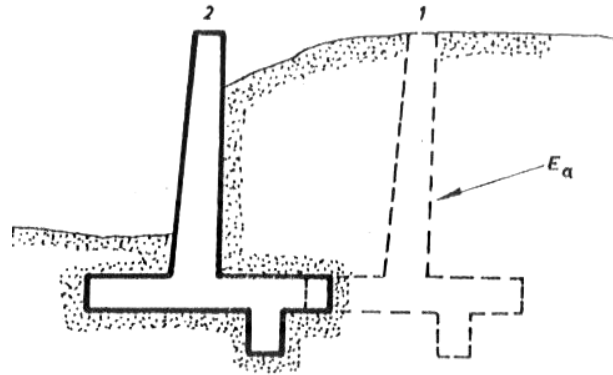


Figura 1.6 Efectos del deslizamiento (Barros; 1974: 17)

- 2) Rotura del alzado. Se origina cuando el acero de refuerzo de la puntera no ha sido calculado o diseñado adecuadamente, cediendo así a los esfuerzos de cortante y momento generados por el empuje activo.

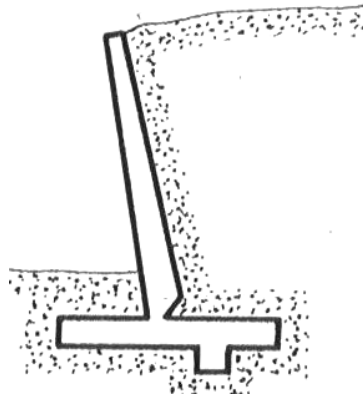


Figura 1.7 Efectos de la rotura del alzado (Barros; 1974: 17)

- 3) Vuelco. Debido al momento generado por el empuje activo, la puntera ejerce una gran presión sobre el terreno. Si la resistencia del suelo no es suficiente para soportar esta presión, se generará un hundimiento, que resultará en el vuelco del muro. Para resolver este problema se debe incrementar la superficie de la puntera, para que así la presión ejercida por unidad de área sea menor.

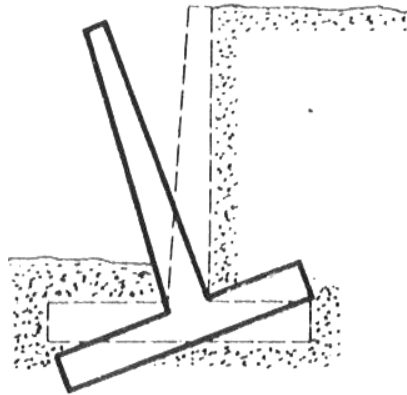


Figura 1.8 Efectos del volteo (Barros; 1974: 17)

- 4) Roturas de puntera y de talón. Si no se ha hecho un armado adecuado de estos elementos pueden presentarse grietas que llevarán a la ruptura de estos elementos.

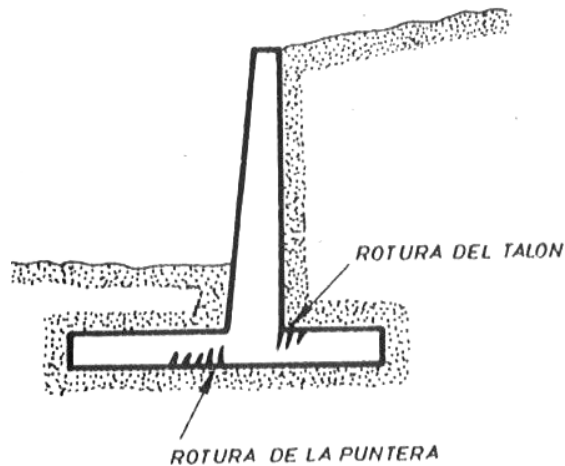


Figura 1.9 Efectos de la rotura de puntera y talón (Barros; 1974: 18)

- 5) Fallo por deslizamiento profundo del suelo en que se encuentra el muro. Se produce cuando no es uniforme la resistencia del terreno en la que se asienta el muro. Ya que se puede encontrar un estrato con una resistencia aceptable,

y uno con una resistencia menor tan solo un metro más profundo. Este error se puede evitar haciendo un adecuado estudio de mecánica de suelos.

#### **1.4.2 Muro de concreto en masa y mampostería.**

La mampostería es un proceso tradicional, que consiste en colocar elementos manualmente, que pueden ser ladrillos, bloques de cemento, piedras (talladas o irregulares). Estas piezas suelen unirse con mortero de cemento, arena y agua. Esto según [www.mitecnologico.com](http://www.mitecnologico.com).

El concreto es un producto aglomerado, se compone por grava, arena, agua y cemento, tiene la propiedad de adquirir la forma del recipiente en el que se cuela (cimbra). El concreto ciclópeo, o concreto en masa es aquel al que se le introducen piedras, sin arcilla, previamente lavadas

Estos muros utilizan su peso propio para mantener la estabilidad, además, tienen una gran resistencia a la compresión y son resistentes a agentes destructivos, estos muros no requieren de un armado. No suelen usarse para alturas mayores a 8 metros, pues resultan anti-económicos. Esto según <http://oa.upm.es>.

Estos muros, a diferencia de los de concreto armado, no fallarán por la ruptura de talón, puntera y alzado, pues estos elementos no se encuentran en esta clase de muros, esto según José Barros Pena (1974). Sin embargo, el muro puede fallar por deslizamiento superficial o profundo, o vuelco, que puede ser producido falta de peso en el muro.

## 1.5 Efectos de los empujes.

Existen dos tipos de empuje, activo y pasivo. Son estos los que ocasionan las fallas en los muros cuando carecen de un buen diseño. Estos efectos aparecen a continuación en las figuras 1.10 y 1.11, como lo indica José Barros Pena (1974).

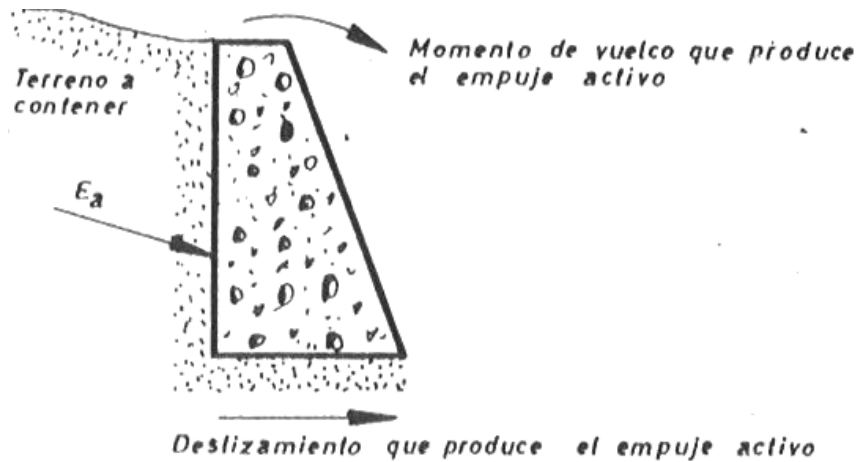


Figura 1.10 Efectos por el empuje activo (Barros; 1974: 19)

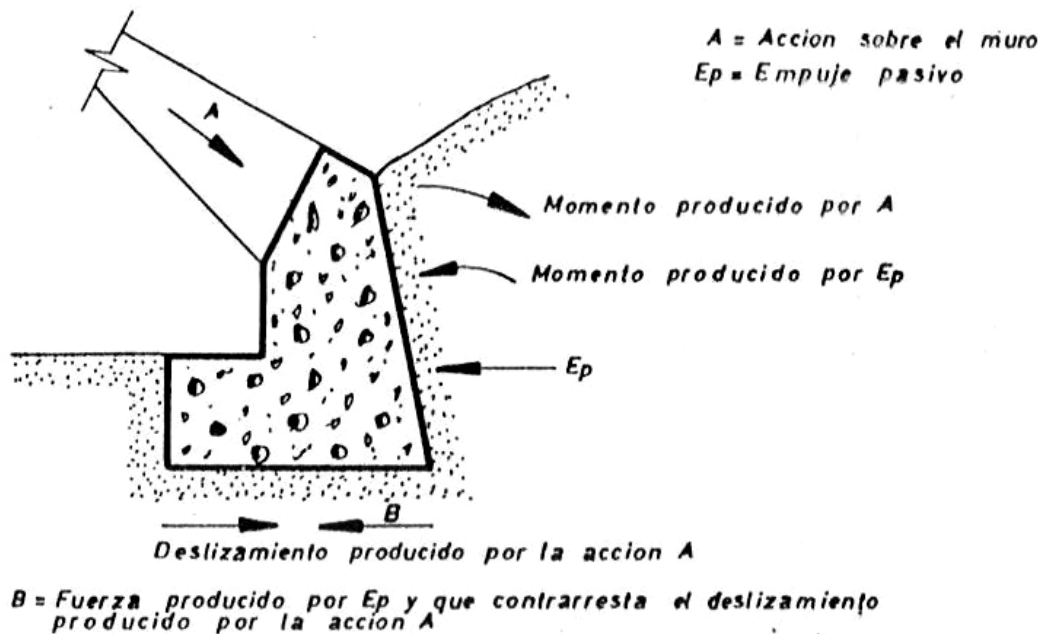


Figura 1.11 Efectos del empuje pasivo (Barros; 1974: 21)

## **1.6 Formas.**

“En cuanto a las formas de construir un muro, ya sea de hormigón en masa, ya sea de hormigón armado, solamente pueden darse unos cuantos modelos a título informativo, ya que es potestativo del proyectista al adoptar la forma de muro que considere oportuna” (Barros; 1974: 20). Cada caso en la vida real presenta características y limitaciones muy particulares, que el calculista tomará en cuenta, ya sea falta de espacio, por ejemplo, en un sótano, caso en el cual un muro de concreto en masa no resuelve adecuadamente el problema. Es entonces de gran importancia considerar estos inconvenientes cuando se elija no sólo el tipo, sino también la distribución geométrica de un muro.

### **1.6.1 Formas en muros de concreto armado.**

A continuación se presentan las formas más comunes para un muro de contención de concreto armado.

#### a) Muro clásico.

Es el muro más común, cuando las condiciones lo permiten, se puede construir con o sin el uso del tacón. Para que este muro se pueda construir debe haber cierta libertad en el espacio para el movimiento de tierras. Si esto no es posible, se deberá recurrir a un tipo diferente de muro. Esto según José Barros Pena (1974), como se aprecia en la figura 1.1.



b) Muro carente de puntera.

Es un tipo de muro que suele utilizarse cuando no se tiene un dominio sobre el terreno, que puede ser debido a conducciones entre otras cosas. Se caracterizan, como su nombre lo indica, a la ausencia de puntera. Una ventaja en este muro es el peso de las tierras existentes sobre el talón, que reduce el momento de vuelco. Las consideraciones para el cálculo y evitar vuelco, rotura o deslizamiento son las mismas que las de un muro clásico, por lo que no requieren un cuidado especial. En la figura 1.12 se muestra un muro carente de puntera.

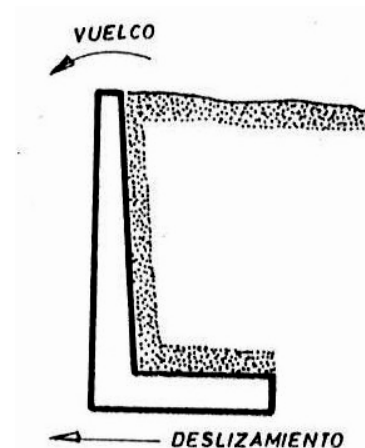


Figura 1.12 Muro carente de puntera (Barros; 1974: 21)

c) Muro carente de talón.

En algunas ocasiones el terreno no permite la excavación de un hueco para colocar un talón, por ejemplo, cuando existe roca en este. En estos casos es la puntera la que ayuda a evitar el vuelco causado por el empuje activo, como se indica en la figura 1.13. Cuando estos muros exceden los 10 metros suelen utilizarse contrafuertes. Que ayuda a reducir su costo.



Figura 1.13 Muro carente de talón (Barros; 1974: 22)

d) Muro con contrafuertes

De acuerdo al espacio disponible pueden hacerse armados o sin armar. Para diseñar sus dimensiones se consideran como una viga en forma horizontal apoyada, cuyos apoyos serán los contrafuertes, se muestra un ejemplo de estos en la figura 1.14.

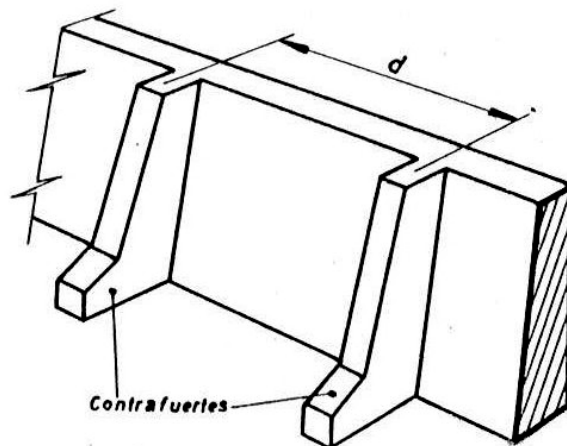


Figura 1.14 Contrafuertes (Barros; 1974: 23)

Cuando se requiere revisar su estabilidad se toma un elemento cuyo ancho será la distancia entre el centro de dos elementos pantalla. Esto se ejemplifica en la figura 1.15.

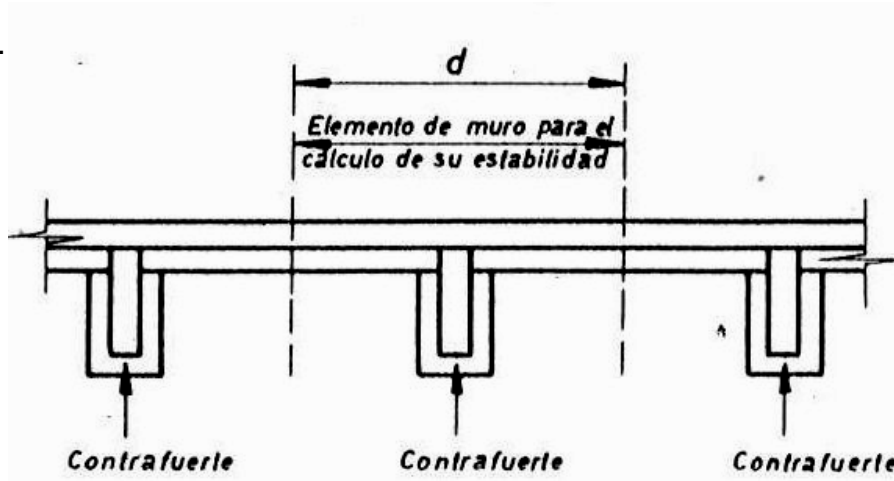


Figura 1.15 Distancia unitaria para la revisión de estabilidad (Barros; 1974: 24)

### 1.6.2 Formas en muros de concreto en masa y mampostería.

La forma más usual para los muros de este tipo es trapezoidal, a pesar de esto, se puede dar de formas tan variadas como las características del terreno o el proyectista así lo requieran. En la figura 1.16 se muestran solo algunas de las formas posibles para estos muros.

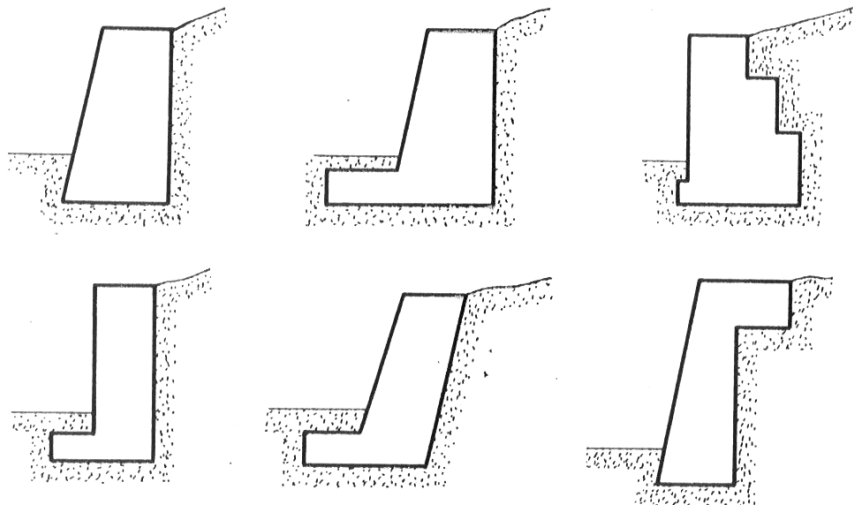


Figura 1.16 Formas para un muro de gravedad (Barros; 1974: 25)

## **1.7 Predimensionamiento de muros de contención y generalidades de diseño.**

El Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1981) da las siguientes recomendaciones para el diseño y predimensionamiento de muros de gravedad, concreto armado y muro de contrafuertes.

### **1.7.1 Muros de gravedad .**

Para el diseño de muros de gravedad se ofrecen las siguientes consideraciones:

- Se recomienda su uso cuando la altura del muro no sea mayor a 5 metros.
- “Generalmente su sección transversal vertical es trapezoidal, y su dimensionamiento debe ser tal que su sección transversal horizontal completa está sometida a esfuerzos de compresión sin desarrollar esfuerzos de tensión (se acepta hasta un valor del 10% del esfuerzo de compresión en mampostería, o menor a  $1.6(f'c)^{1/2}$  para concreto); para que esto se logre la resultante de las cargas verticales debe caer dentro del tercio medio de la base (excentricidad menor a  $B/6$ )” (CFE; 1981: A.3-9).
- Para su diseño se propone un predimensionamiento de la sección, en la figura 1.17 se indican algunas recomendaciones para este en base a la altura del muro. El muro debe revisarse para asegurar que cumpla con la seguridad contra el deslizamiento y volteo, factores que dependen del peso propio del muro. A continuación se comparan los esfuerzos a los que estará sometido el

muro contra la resistencia permisible del material en cuestión, para ello se contemplará una longitud unitaria del muro.

- Finalmente, debe revisarse el peso propio del muro sobre la superficie de contacto, para asegurarse que este no exceda la resistencia del terreno.

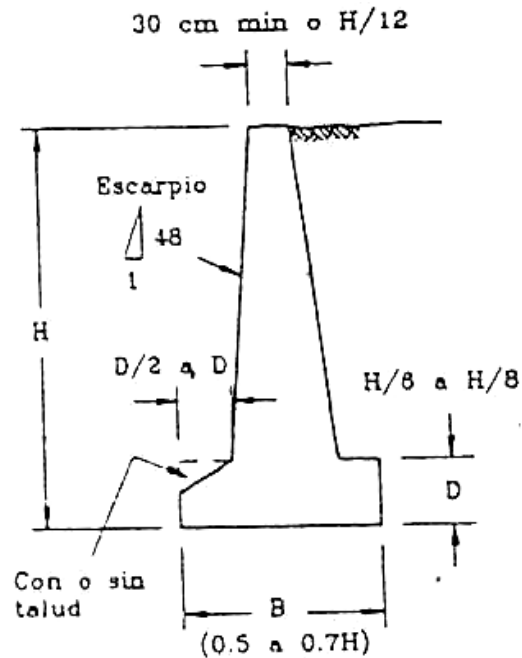


Figura 1.17 Predimensionamiento para un muro de gravedad (CFE; 1981: A.3-9)

### 1.7.2 Muros en Voladizo (Concreto armado).

A continuación se presentan recomendaciones para el diseño de muros en voladizo:

- Este tipo de muro se recomienda para alturas entre 4 y 6 metros, para alturas menores es más conveniente un muro con contrafuertes.

- Para su predimensionamiento se recomiendan medidas de acuerdo a la figura 1.18 que están dadas en función de la altura del muro.
- Se compone de un alma, hecha de concreto reforzado, una zapata que es una losa de base. Además de su estabilidad, también deben revisarse los esfuerzos de flexión y cortante que se generan, esto ocasionado por la presión lateral generada por el suelo, comparándolos con los requerimientos que el diseño de concreto así lo estipula. De igual manera el esfuerzo transmitido hacia el suelo debe revisarse para evitar hundimiento.
- “La losa-base forma un pie de muro exterior y un talón de apoyo interior. La estabilidad y resistencia se logra mediante el efecto de voladizos individuales entre ellos y el muro” (CFE; 1981: A.3-9).

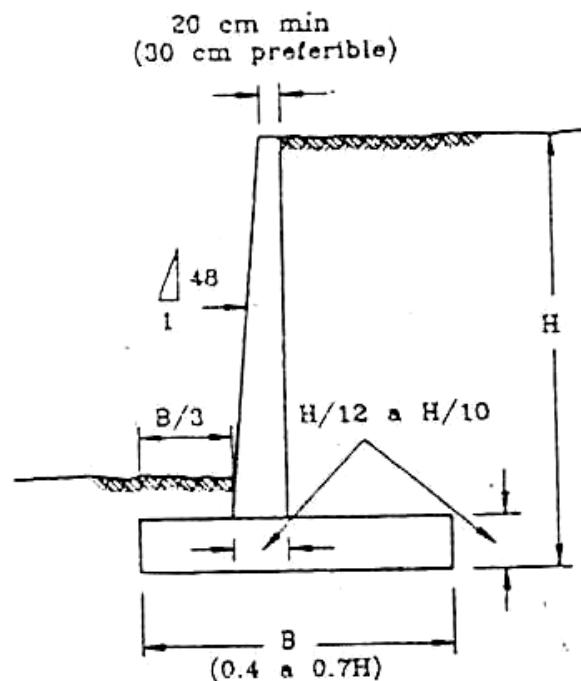


Figura 1.18 Predimensionamiento para un muro de concreto armado  
(CFE; 1981: A.3-9)

### 1.7.3 Muros de contrafuertes.

A continuación se presentan recomendaciones para el diseño de muros de contrafuertes.

- Su uso es recomendado en alturas mayores a 6 metros. Las recomendaciones para su predimensionamiento se muestran en la figura 1.19.
- Los contrafuertes son usados cuando el esfuerzo generado sea tan grande que provoquen que un muro tenga dimensiones o refuerzo excesivos, pues esto resulta en un muro antieconómico.
- Para su revisión se supondrá el muro como una viga continua, actuando los contrafuertes como apoyos. El pie exterior, que queda del lado de los contrafuertes se considera también una viga continua, y el talón interno se considera voladizo. Para su análisis se considerarán franjas unitarias, como se muestra en la figura 1.19.
- Para su estabilidad se considerará una franja de una longitud unitaria, considerada entre los contrafuertes.
- Se debe hacer un detallado estudio económico de este muro, debido a que los contrafuertes generan un costo mayor (concreto, cimbra, trabajo, refuerzos, etc.), se comparará con los costos generados por otro tipo de muro. Se recomienda una separación de  $1/3$  y  $1/2$  de la altura total del muro entre contrafuertes.
- Si los contrafuertes se construyen sobre la cara exterior del muro, estos estarán sometidos a compresión. Si se construyen a espaldas del muro los esfuerzos serán de tensión.

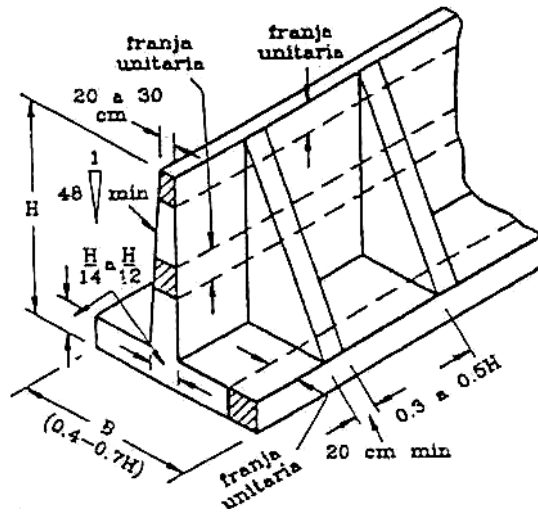


Figura 1.19 Predimensionamiento para un muro con contrafuertes  
(CFE; 1981: A.3-10)



## CAPÍTULO 2

### EMPUJE DE TIERRAS SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN

En este capítulo se definirá el empuje de tierras, y se describirán brevemente las teorías más representativas para su determinación, así como otros factores que intervienen en la estabilidad del muro.

#### 2.1 Determinación del empuje de tierras.

Un muro de contención se construye para mantener una diferencia en el nivel de la tierra. La tierra que se encuentra en el mayor nivel, llamada de relleno, es la que genera el empuje que actúa sobre el muro, esto según Juárez Badillo (1979).

El primero en utilizar una metodología científica para calcular la presión de tierras sobre muros de contención, u otros elementos de soporte fue Ch. A. Coulomb, utilizando hipótesis, en las que se idealiza la tierra como incompresible, que antes de la falla de ésta la deformación se considera despreciable, y que la falla ocurre a travez de superficies planas de deslizamiento. Coulomb considera la resistencia del esfuerzo cortante en su ecuación, que se presenta a continuación:

$$s = c + \sigma \operatorname{tg}\Phi$$

Donde  $c$  es la cohesión del suelo,  $\Phi$  es el ángulo de fricción interna del muro, y  $\sigma$  es el esfuerzo normal.

Las teorías desarrolladas por Coulomb atrajeron la atención de la comunidad de ingenieros, que antes de estas trabajaban “ciegamente” en el campo de la mecánica de suelos, llevando en muchas ocasiones al fracaso. Desde entonces los avances de Coulomb en el área teórica han tenido gran influencia hasta nuestros días. Así pues desde la aparición de estas se han conservado inalteradas las concepciones del ingeniero civil acerca de la presión del suelo, solo los recientes avances en el estudio de Mecánica de Suelos han traído nuevas ideas a este campo.

Es un hecho que si bien las teorías de Coulomb son muy atractivas en el campo teórico, éstas no conducían a una práctica que mejorara las técnicas antes utilizadas, pues estas marcaban una diferencia muy clara entre la teoría y la práctica.

El problema nace en la interpretación de las teorías, pues durante muchos años se había considerado el valor del ángulo  $\Phi$  como el valor del ángulo de reposo del suelo para todos los casos. Se considera que el responsable de que esta concepción de las teorías se conservara tanto tiempo fue W. J. M. Rankine, a pesar de ser contradicho en esto por varios autores, como Collin y Darwin, quienes experimentaron para demostrar que en algunos casos el ángulo de fricción interna de un suelo podía diferir enormemente del ángulo de reposo. Sin embargo, gracias al reconocimiento adquirido por Rankine el ángulo de reposo del suelo siguió siendo usado muchos años más.

Gracias a investigaciones más recientes se ha podido aclarar esta confusión definitivamente. Pues así en arenas sueltas el ángulo de reposo y el de fricción interna coincidirían en muchos casos o se asemejarían, pero en el caso de arenas

compactas esto variaría. Un ejemplo más claro es el de una arcilla, en el que se puede crear un corte casi vertical en equilibrio, que de interpretarse como ángulo de reposo, arrojaría valores cercanos a los  $90^\circ$ , lo que produciría un resultado erróneo en cualquier uso práctico de esta teoría.

La interpretación hoy usada para el ángulo de fricción interna se analizará más adelante en esta investigación.

## **2.2 Fuerzas que intervienen en el cálculo de un muro de contención.**

De acuerdo con Juárez Badillo (1979) las fuerzas que actúan ante un muro de contención pueden calcularse considerando una sección unitaria de muro, generalmente un metro, excepto en un muro de contrafuertes, en el que la sección para el cálculo suele considerarse la existente entre dos planos paralelos entre sí ubicados al centro de los elementos mencionados.

A continuación se describen las fuerzas a considerar en el cálculo de un muro de contención. Para ejemplificar se considerará un muro trapecial:

- a) Peso propio del muro. Es una fuerza que actúa en el centro de gravedad de la sección. Para facilitar su cálculo se puede dividir en áreas más pequeñas que faciliten su cálculo.
- b) Presión del relleno contra el muro.

- c) La fuerza normal de presión en los cimientos del muro. Se le puede considerar como linealmente distribuida a lo largo de la base del muro. La resultante de esta fuerza actúa en el centro de gravedad del diagrama.
- d) Componente horizontal de presión en la cimentación...
- e) La presión ocasionada por la tierra al frente del muro. El muro debe desplantarse a una profundidad donde no sea influenciado por las heladas, y donde se pueda desarrollar una resistencia del suelo adecuada. La tierra que queda frente al muro ejerce una presión, ejerciendo resistencia. Esta suele omitirse en el cálculo debido a la incertidumbre de esta presión ante un caso práctico.
- f) Fuerzas de puente. Cuando el muro forma parte de un estribo de puente se consideran fuerzas que actúan sobre el muro, por ejemplo el peso de los elementos del puente o fuerzas de frenaje.
- g) La sobrecarga sobre el terreno actuando en forma distribuida uniforme o linealmente.
- h) Empujes ocasionados por el agua.

Cuando no se toman medidas para evitar la acumulación de agua en el suelo de relleno, ésta generará empujes hidrostáticos sobre el muro. A pesar de esto, la presencia de agua generará también una reducción en el empuje de tierra por efecto del peso específico sumergido. Sin embargo esta situación debe evitarse en cualquier caso, instalando un drenaje adecuado que debe garantizar la eliminación del agua. Cuando se trata de un relleno de arcilla, si existen grietas en él y éstas se llenan de agua, ejercerán presión hidrostática

sobre el muro dependiendo de su profundidad. En caso de existir un flujo a través del relleno, como puede ser la lluvia, las presiones contra el muro pueden volverse aun más desfavorables, en estas condiciones se deberán considerar la presencia de fuerzas de filtración.

- i) Las subpresiones. Si el drenaje bajo el muro es pobre, ya sea que no es correcto o sufrió un desperfecto el agua puede acumularse en toda esa zona. Si el agua fluye a través de la cimentación ésta saldrá a la superficie frente al muro, esto provoca el riesgo de tubificación (erosión del suelo y socavación del suelo bajo el muro). Si la cimentación es permeable el agua producirá presión contra el material que constituye al muro.
- j) La vibración producida por el paso de ferrocarriles, tráfico o maquinas cercanos al muro puede incrementar las presiones sobre el muro.
- k) Impacto de fuerzas por causas externas, como puede ser el movimiento de vehículos que ocasiona un impacto sobre el suelo de relleno. A pesar de esto los impactos suelen ser amortiguados por el mismo terreno, por lo que suelen despreciarse estas fuerzas.
- l) Temblores que son resultado de movimientos sísmicos que incrementan momentáneamente las presiones sobre el muro. Estos incrementos suelen ser muy pequeños para considerarse, sin embargo en zonas altamente sísmicas suele tomarse un incremento del 10% a la presión lateral del muro para considerar estos efectos en el diseño.
- m) Acción de heladas: Cuando el drenaje del relleno no es el adecuado éste puede saturarse de agua, que a bajas temperaturas puede helarse. El agua al

congelarse se expande, el efecto se hace notable en el muro si el fenómeno se repite con frecuencia. Un buen drenaje puede evitar este problema.

- n) Expansiones debidas al cambio de humedad en el relleno. Mas comunes en rellenos de arcilla, la humedad genera la expansión de éstos produciendo un empuje adicional. Al secarse el suelo se produce una contracción y esta presión disminuye, el resultado de estos dos efectos repitiéndose uno tras otro puede ser un problema. El efecto es más intenso en la superficie, y se reduce conforme existe más profundidad.

No existe un método certero para calcular estos incrementos. Se pueden evitar con la adición de estratos de material granular que actúe como drenaje, como se observa en la figura 2.19.

### **2.3 Teorías de empuje.**

Existe una gran cantidad de teorías de empuje, pero ninguna de ellas se considera exacta, todas ellas se acercan de una u otra forma a la realidad. Lo que hace diferente a cada teoría es su practicidad, esto según José Barros Pena (1974). Si una teoría fuera muy exacta pero poco práctica, ésta dejaría de usarse por el mismo motivo, a continuación se exponen algunas de las teorías más representativas.

### 2.3.1 Teoría de Coulomb para suelos friccionantes.

C. A. Coulomb fue el primero en publicar una teoría para el cálculo de empujes sobre muros de retención en 1776. Esta teoría considera que el empuje sobre el muro está determinado por un área triangular delimitada por el lado posterior del muro, la superficie del terreno natural y la superficie de falla del relleno, la que para un caso práctico se considera plana. En la figura 2.2 se muestra esta área triangular (cuña) delimitada por los puntos OAB.

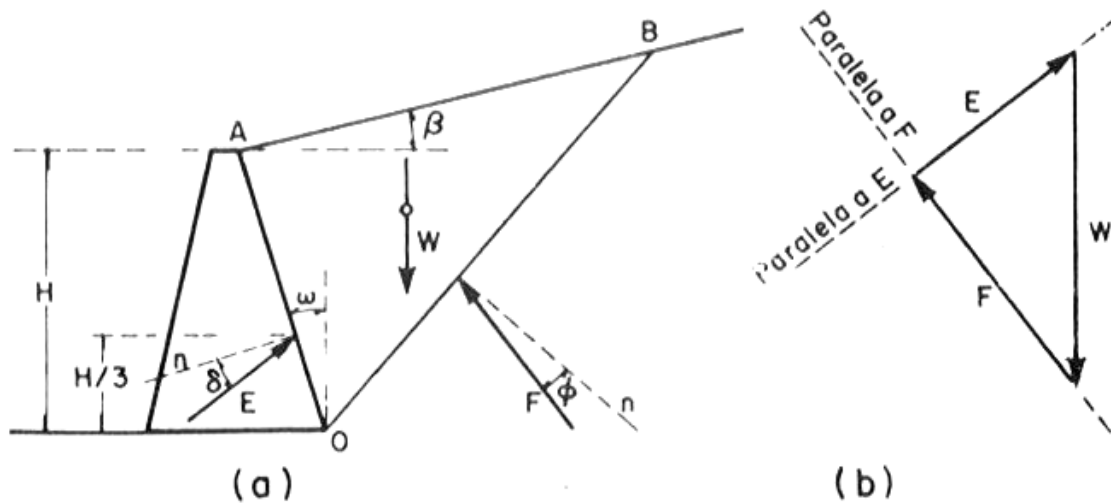


Figura 2.2 Mecanismo de empuje de suelos friccionantes según Coulomb

(Juárez; 1979: 137).

Esta cuña tiene la tendencia a deslizarse por su peso propio, ocasionando fricción tanto en el lado posterior del muro como en el plano OB. Las fuerzas  $E_A$  y  $F$  resultan inclinadas respecto a sus normales, con los ángulos  $\delta$  y  $\Phi$  respectivamente, de modo que.

$$0 \leq \delta \leq \Phi$$

Es así que cuando  $\delta = 0$  corresponderá a un muro liso, un ángulo de fricción más pequeño es inconcebible. Cuando  $\delta > \Phi$ , lo cual es posible, la falla ocurrirá muy cercana al muro, entre suelo y suelo, que en efecto será lo mismo que un deslizamiento ocurriendo entre el muro y el suelo. Debido a lo anterior, el mayor valor práctico para  $\delta$  es  $\Phi$ . De acuerdo a Terzaghi su valor puede considerarse en la práctica como el siguiente:

$$\frac{\Phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2\Phi}{3}$$

Considerando que esta cuña se encuentre en equilibrio, las fuerzas W, F y E contrarrestarse de modo que cierren. La fuerza W es conocida, así como los ángulos de inclinación de E y F. Así este sistema puede determinarse para una cuña dada, de esta forma se conocerá la magnitud del empuje sobre el muro.

Puede notarse que la cuña que se ha calculado no es necesariamente la más desfavorable. Es de este modo que deben dibujarse diferentes cuñas, para calcular el empuje de cada una de ellas, para encontrar un valor máximo, producido por una cuña crítica.

Para el caso de un relleno friccionante que se limita por un plano, inclinado o no, y de un muro con un lado posterior plano se puede usar la teoría de Coulomb para llegar a una fórmula que ayudará a obtener el empuje máximo.



a)

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\Phi - w)}{\cos^2 w \cos(\delta + w) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) \sin(\Phi - \beta)}{\cos(\delta + w) \cos(w - \beta)}} \right]} =$$
$$= \frac{1}{2} \gamma H^2 K$$

En donde:

$E_A$  = Empuje activo de acuerdo a la teoría de Coulomb.

$\Phi$  = Angulo de fricción interna.

$w$  = Angulo formado por la vertical y el respaldo del muro.

$\beta$  = Angulo formado por la superficie plana del relleno y la horizontal.

Cuando el angulo  $w = 0$  la fórmula a) se simplifica como se muestra a continuación.

b)

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\Phi)}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) \sin(\Phi - \beta)}{\cos(\delta) \cos(\beta)}} \right]}$$

Si  $\beta = 0$ , en el caso de que el relleno sea horizontal, de la expresión b) obtenemos lo siguiente.

c)

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\Phi)}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) \sin(\Phi)}{\cos(\delta)}} \right]}$$

Cuando no existe fricción entre el muro y el relleno, cuando  $\delta = 0$ , la ecuación

c) deriva en la siguiente manera.

d)

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \sin(\Phi)}{1 + \sin(1 - \sin(\Phi))} = \frac{1}{2N_\Phi} \gamma H^2$$

Para este caso la fórmula coincide con la teoría de Rankine, como se observará más adelante en su teoría.

Coulomb no consideró el estado de esfuerzo pasivo en su hipótesis, pero sus fórmulas han podido adaptarse. Invertiendo los signos de los ángulos  $\delta$  y  $\Phi$ , además del de la raíz en el denominador. De la fórmula a) se obtiene:

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\Phi + w)}{\cos^2 w \cos(\delta - w) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) \sin(\Phi + \beta)}{\cos(\delta - w) \cos(w - \beta)}} \right]}$$

En la figura 2.3 se muestra cómo se justifica este cambio.

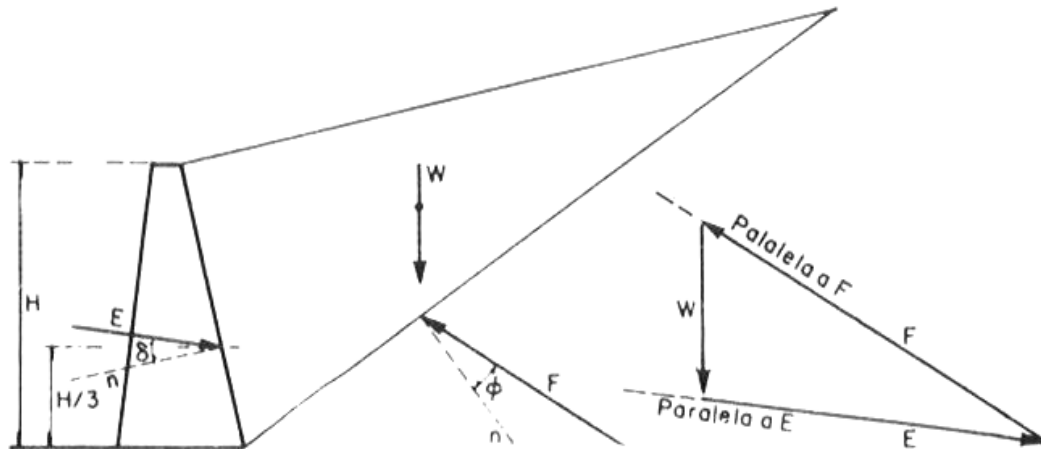


Figura 2.3 Empuje pasivo en suelos friccionantes según la hipótesis de Coulomb (Juárez; 1979: 140).

“Si el ángulo  $\delta$  es grande, la superficie de deslizamiento real se aparta mucho del plano supuesto en la Teoría de Coulomb y ésta conduce a errores de importancia, fuera de la seguridad en la determinación del empuje pasivo. Terzaghi y Peck valúan ese error en hasta un 30% su  $\delta = \Phi$ , teniéndose valores menores para menores ángulos  $\delta$ . En el caso del empuje activo la influencia del valor del ángulo  $\delta$  es mucho más pequeña y suele ignorarse en la práctica”. (Juárez; 1979: 140)

No hay una forma clara de conocer la distribución de presiones sobre el muro con la teoría de Coulomb, pues no se especifica. Para esto Coulomb propuso considerar el respaldo del muro como pie de superficie de deslizamiento. Con esto se puede obtener el incremento del empuje sobre cualquier sección del muro si se considera un incremento en la altura de este, la diferencia entre los valores de

empuje se denomina  $\Delta E$ . Gracias a esto puede conocerse con gran aproximación la distribución de las presiones, cuya resultante actuará en el centroide del muro.

### 2.3.1.1 Método gráfico para la aplicación de la Teoría de Coulomb a rellenos “friccionantes”.

A continuación se presentará el método gráfico desarrollado por Culmann, descrito por Juárez Badillo (1979), que utiliza la teoría de Coulomb para conocer el empuje que actúa sobre un muro en el que el material de relleno es friccionante (arena).

La figura 2.4 representa este método que se describe de la siguiente manera: las líneas  $\Phi$  y  $\theta$  pasan por el punto (A).  $\Phi$  forma un ángulo con la línea horizontal, y  $\theta$  con la anterior. En la figura se muestra como se obtiene este ángulo  $\theta$ .

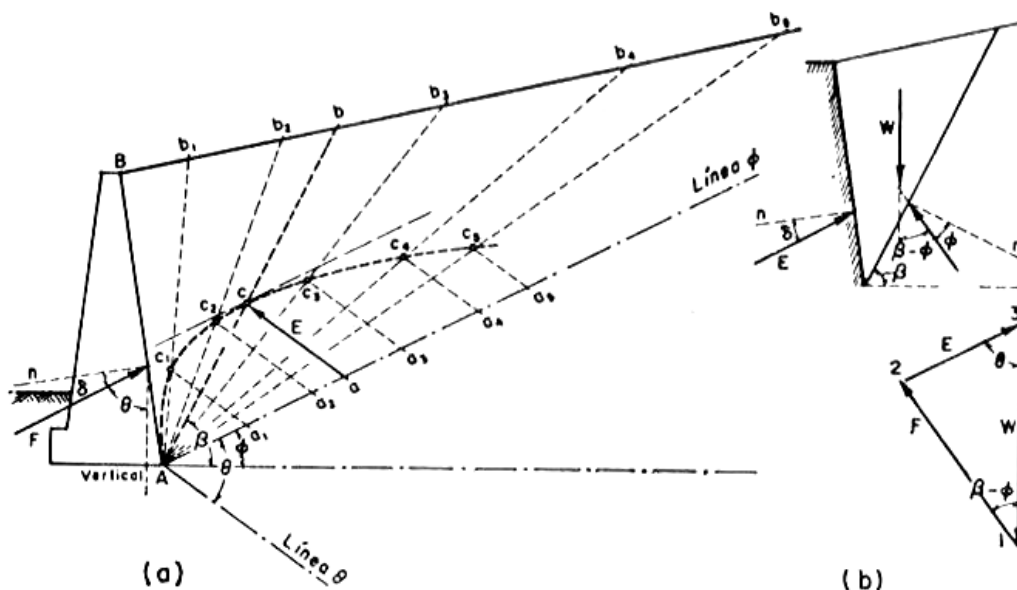


Figura 2.4 Método gráfico de Culmann (Juárez; 1979: 142).

Se escogerán una serie de planos de deslizamiento, designados por  $Ab_1$ ,  $Ab_2$ ,  $Ab_3$ , etc. Estos planos, en conjunto con el respaldo del muro y la línea de terreno natural formarán la cuña que produce el empuje. El peso de estas cuñas es igual al área de estas, multiplicada por su peso específico, y por un valor unitario (por ejemplo, si se trabaja en metros o en pies, se multiplicará por 1m o 1ft respectivamente) que representará la profundidad. Estos pesos se representarán desde el punto (A) a través de la línea  $\Phi$ , de acuerdo al valor obtenido para así localizar los puntos  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ , etc.

Ahora se trazarán líneas paralelas a la línea  $\theta$  sobre los puntos mencionados anteriormente, en el punto donde se crucen estas líneas con su respectivo plano  $ABb$  se encontrarán  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$ , etc.

Los planos generados por las líneas  $a_1c_1$ ,  $a_2c_2$ ,  $a_3c_3$ , etc. Representan (en la escala utilizada) el empuje generado por cada una de estas cuñas. La sección b) de la figura 2.4 representa un triángulo de fuerzas, que puede aplicarse a cualquiera de las cuñas escogidas. Ya que el ángulo  $\theta$  es el ángulo formado por el empuje y la vertical, también es el ángulo formado por el peso  $W$  y el mismo empuje  $E$ . El peso  $W$  y el plano de falla  $F$  forman el ángulo  $\beta - \Phi$ .  $B$  es el ángulo que forman el plano de deslizamiento y la horizontal.

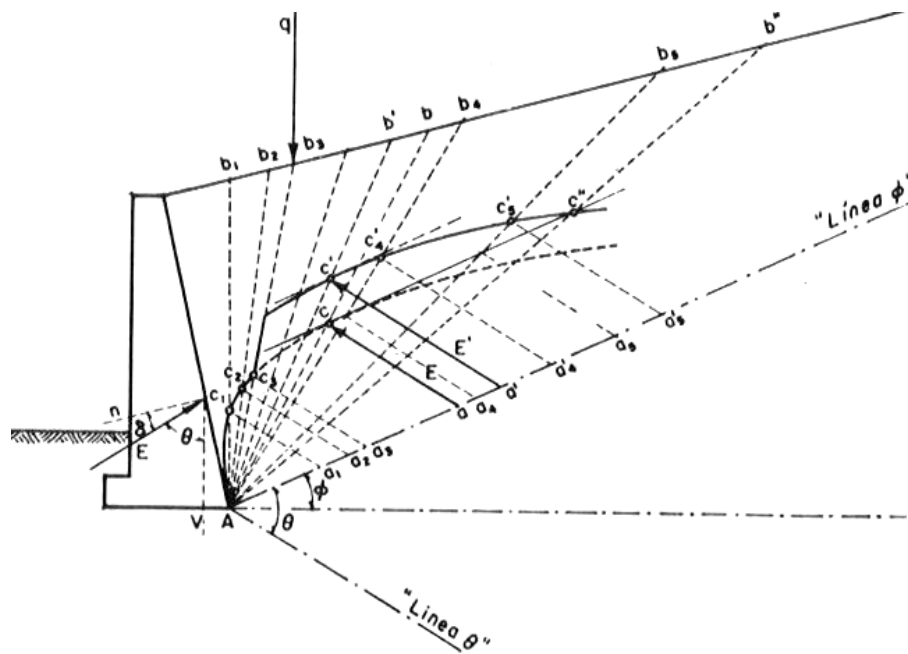


Figura 2.4 El método de Culmann cuando existe una sobrecarga lineal.

(Juárez; 1979: 143).

Si se traza una línea que pase por todos los puntos  $c$  (línea de empujes o de Culmann). El empuje máximo se puede encontrar si se dibuja una línea paralela a  $\Phi$ , tangente a la línea de empujes. Este empuje máximo se denomina con una línea  $ac$ , a la misma escala antes usada, considerando  $c$  el punto donde la línea de empujes y la tangente se tocan. La línea formada por  $Ac$ , que se prolonga hasta  $b$  (terreno natural) muestra el plano de deslizamiento crítico.

En caso de existir una sobrecarga ( $q$ ), el peso de ésta debe agregarse al de la cuña sobre la línea  $\Phi$  a partir del punto en que actúe esta sobrecarga. Esto producirá una línea de empujes discontinua, que así resultará en el empuje  $E'$  como se muestra en la figura 2.5.

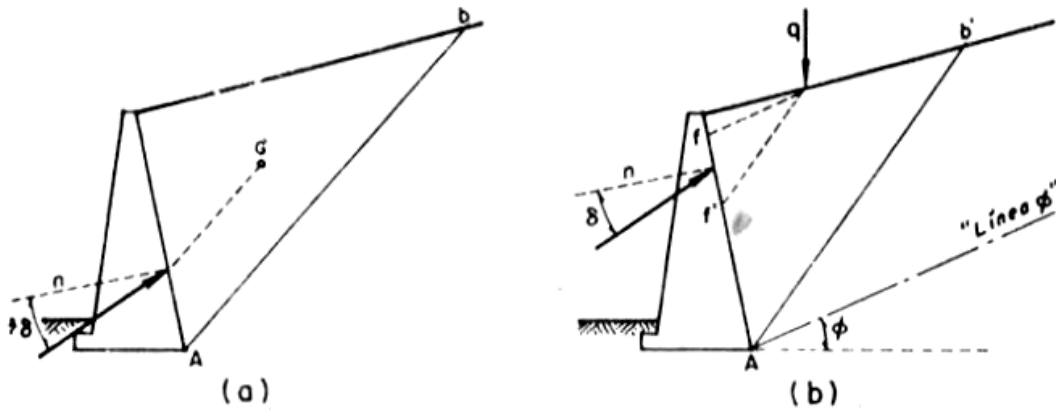


Figura 2.5 Efecto de la sobrecarga en el método gráfico de Culmann. (Juárez; 1979: 144).

### 2.3.2 Estados plásticos de equilibrio. Teoría de Rankine en suelos “friccionantes”.

Si se considera un elemento en el suelo a una profundidad  $z$ , y de una altura  $dz$ , estando este elemento en reposo, que quiere decir que no existirá ningún desplazamiento, como es indicado en la figura 2.6, entonces la presión vertical actuante será como se indica:

$$p_v = \gamma z$$

$p_v$  = Presión vertical actuante.

$\gamma$  = Peso específico del suelo.

$z$  = Profundidad.

El elemento está también sometido a presión horizontal, que se considera proporcional a  $p_v$  de la siguiente forma:

$$p_h = K_0 \gamma z$$

$K_0$  = Coeficiente de presión de tierra en reposo.

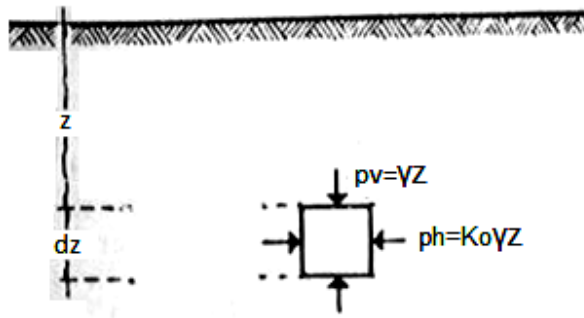


Figura 2.6 Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo

(Juárez; 1979: 123).

Los valores para  $K_0$  han sido obtenidos en base a experimentación. Para suelos granulares finos varía entre 0.4 y 0.8. Obteniendo 0.4 en arena suelta, hasta 0.8 en arenas apisonadas fuertemente, en el caso de una arena compacta naturalmente se acerca a 0.5, como lo indica Juárez Badillo (1979).

Representando este estado de esfuerzos en un diagrama de Mohr se obtendrá un círculo como el mostrado en la figura 2.7, definido como círculo 1. Este círculo no representa la falla.



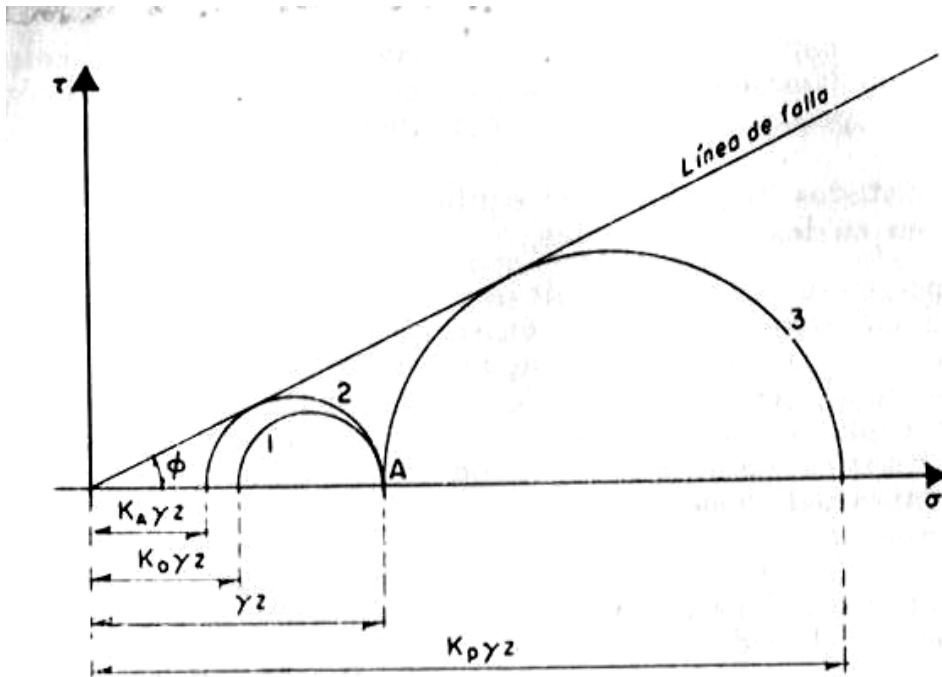


Figura 2.7 Estados plásticos en el diagrama de Mohr (Juárez; 1979: 124).

Dado un estado de reposo, se puede llegar a la línea de falla por dos caminos distintos. El primero consiste en mantener el esfuerzo vertical constante, disminuyendo el esfuerzo horizontal. De esta manera se conseguirá el círculo 2, de forma que el esfuerzo principal menor es  $\sigma_3 = K_A \gamma z$ . Se denomina  $K_A$  como “coeficiente de presión activa de tierras”.

El segundo método considera el esfuerzo  $\gamma z$  como el principal menor, de tal forma que se incremente la presión horizontal para conseguir un valor  $K_P \gamma z$ , para que el círculo sea tangente a la línea de falla. El valor de  $K_P$  es conocido como “coeficiente de presión pasiva de tierras”.

Cuando el suelo se encuentre en estado de falla incipiente se dirá que está en estado plástico. De acuerdo con lo descrito anteriormente, existen dos estados

plásticos prácticos, el activo y el pasivo, que se alcanzan cuando el esfuerzo horizontal alcanza su valor mínimo ( $K_A \gamma z$ ) y máximo ( $K_P \gamma z$ ), respectivamente.

En el estado plástico activo se obtiene así:

$$\frac{P_h}{P_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N_\phi}$$

Se ve entonces que:

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

Esta última expresión dará a conocer el valor del coeficiente de presión activa de tierras.

El estado pasivo se obtendrá de tal forma que:

$$\frac{P_h}{P_v} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N_\phi$$

Resulta entonces el coeficiente de presión pasiva de tierras de la siguiente forma:

$$K_P = N_\phi = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

En un elemento de suelo sometido a un esfuerzo principal mayor vertical  $\sigma_1$ , y a uno principal menor horizontal  $\sigma_3$ , el ángulo de la línea de fluencia se representa como  $45^\circ + \phi/2$  con respecto a la dirección del esfuerzo principal menor.

En la figura 2.8 se representan las líneas de fluencia para los casos activo y pasivo.

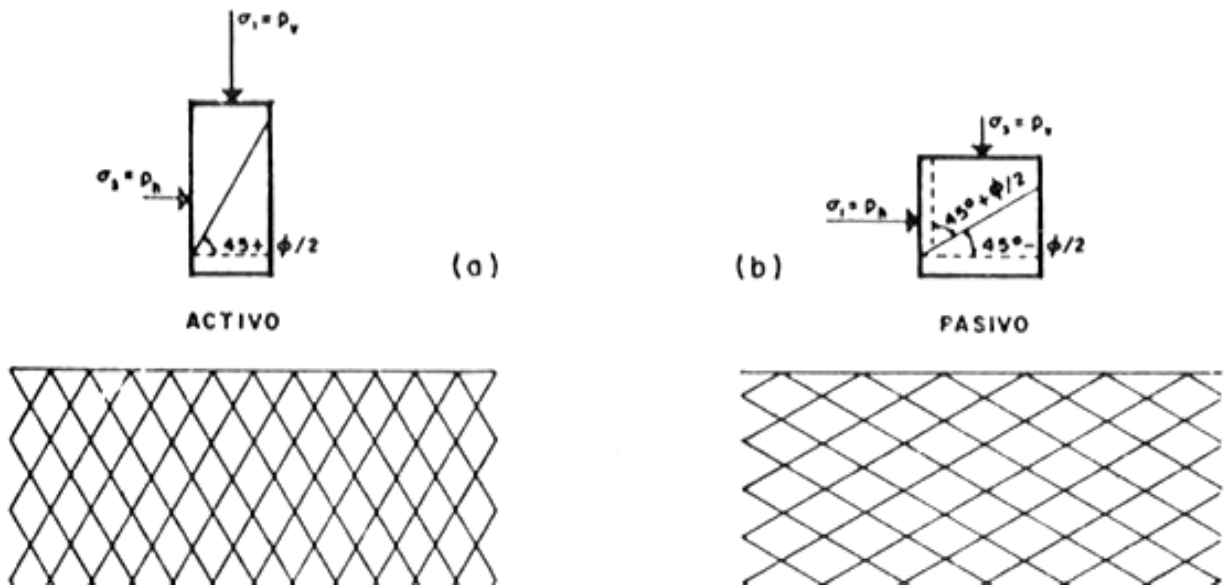


Figura 2.8 Líneas de fluencia en los estados de equilibrio plástico (Juárez; 1979: 126).

### 2.3.2.1 Fórmulas para los empujes en suelos friccionantes. Hipótesis para su aplicación.

Si se aplica la teoría de Rankine para el estado de presiones activa y pasiva, en una profundidad  $z$ , integradas a través de una altura  $H$  de muro, se podrían obtener los empujes totales.

Este método supone que el muro se ha deformado lo suficiente para permitir el desarrollo de estados plásticos.

Así, considerando las ecuaciones descritas en el último apartado, se puede considerar para el estado plástico activo:

$$P_h = \frac{P_v}{N_\phi} = \frac{\gamma z}{N_\phi}$$

Esto para el caso de presión horizontal que actuará a una profundidad  $z$ , sólo para el caso en que la superficie del terreno sea horizontal.

A una profundidad  $z$ , tomando un elemento  $dz$  sobre el respaldo del muro actúa el empuje siguiente:

$$dE_A = \frac{1}{N_\phi} \gamma z dz$$

Lo anterior suponiendo una sección de longitud unitaria de muro, de esta forma, si se considera una altura  $H$  el empuje total resultará:

$$E_A = \frac{\gamma}{N_\phi} \int_0^H z dz = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

En esta última ecuación se obtiene el empuje total activo en un muro de respaldo vertical, para un relleno horizontal.

Para el caso del empuje pasivo se llega a la siguiente fórmula:

$$E_P = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2$$

Cuando se requiera calcular la estabilidad del muro, se considera como un elemento rígido, los empujes distribuidos se considerarán como fuerzas

concentradas, los cuales se aplican a un tercio de la altura del muro, a partir de la base.

Tanto el empuje activo como el pasivo se consideran horizontales en los casos tratados.

Cuando el relleno tenga una superficie inclinada con un ángulo  $\beta$  con la horizontal. Por un proceso de integración análogo a las expresiones anteriores, se puede obtener el empuje activo y pasivo, como se muestra a continuación.

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

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

La distribución de presiones será paralela al relleno, por lo tanto, el empuje resultante también lo será, aplicado a un tercio de la altura del muro.

En un caso en el que existe una sobrecarga uniformemente distribuida sobre una superficie de relleno horizontal, puede analizarse para el estado plástico de la siguiente manera:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N_\phi} = K_A$$

En este caso, el esfuerzo vertical es afectado por la fuerza q, quedando de la siguiente manera el esfuerzo vertical:

$$\sigma_1^* = \sigma_1 + q$$

Y el horizontal:

$$\sigma_3^* = \sigma_3 + \Delta\sigma_3$$

De forma que:

$$\frac{1}{N_\emptyset} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_3}{\sigma_1 + q}$$

Donde:

$$\sigma_3 + \Delta\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N_\emptyset} + \frac{q}{N_\emptyset}$$

Comparado con el caso de sobrecarga nula se deducirá:

$$\Delta p_h = \Delta\sigma_3 = \frac{q}{N_\emptyset} = K_A q$$

Esto quiere decir que una sobrecarga uniformemente distribuida consiste simplemente en incrementar la presión que actúa contra el muro, de acuerdo a la expresión anterior.

Para el caso de sobrecarga en el empuje pasivo se da de la misma manera.

$$\Delta p_h = \Delta\sigma_1 = q N_\emptyset = K_P q$$

Otro caso posible es cuando el nivel de aguas freáticas es lo suficientemente alto para ocupar parte del relleno, estando una sección de este sumergido, como se aprecia en la figura 2.9.

Si se considera  $H$  a la altura total del muro, y  $H_1$  a la altura desde la corona hasta el nivel del agua, entonces la fórmula para calcular la presión vertical resultará:

$$p_v = \gamma H_1 + z'\gamma'$$

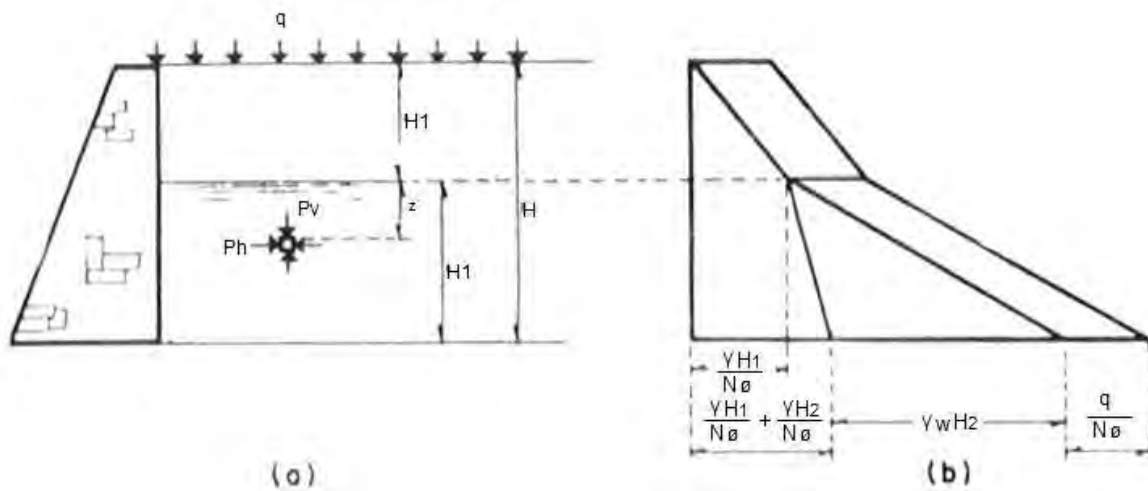


Figura 2.9 Presiones activas de un relleno arenoso sumergido parcialmente y sujeto a sobrecarga uniformemente distribuida (Juárez; 1979: 129).

La presión horizontal ejercida bajo el nivel de aguas freáticas será determinada por la fórmula:

$$p_A = \frac{P_v}{N_\emptyset} = \frac{1}{N_\emptyset} (\gamma H_1 + z'\gamma')$$

A esto es sumada la presión hidrostática generada bajo el nivel freático, para el cual se usará la siguiente fórmula:

$$p_w = \gamma_w z'$$

De esta forma el empuje activo total será determinado por la fórmula siguiente:

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2_1 + \frac{1}{N_\phi} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2N_\phi} \gamma' H^2_2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2_2$$

Es importante notar que a pesar del hecho de que el peso de la arena sumergida es reducido de  $\gamma$  a  $\gamma'$ , el empuje resultante sobre el muro aumenta de manera importante, a causa del empuje hidrostático.

### 2.3.3 Teoría de Rankine en suelos “cohesivos”.

La cohesión en arcillas es una propiedad que puede variar con el tiempo, ya sea que ésta se consolide o que se expanda debido a la presencia de agua. Por eso debe haber seguridad de que el valor de la cohesión utilizado en las fórmulas sea en cierta medida constante, lo cual es una condición difícil de cumplir, esto según Juárez Badillo (1973).

Si se considera una masa de suelo cohesivo a una profundidad  $z$ . Al encontrarse en reposo, estará sometida a una presión vertical y una horizontal. Siendo así la presión vertical dada por  $\gamma z$ , y la horizontal por  $K_0 \gamma z$ , en la que  $K_0$  varía de acuerdo al tipo de material y a esfuerzos a los que haya estado sometido previamente.



En la figura 2.10 este estado de esfuerzos se representa con el círculo 1. En el caso en que se permite la deformación lateral, se puede llegar así a la falla, debido a la disminución de la presión horizontal, hasta llegar al punto de equilibrio. Este estado corresponde en la misma figura al círculo 2, y representa el estado plástico activo, en el que las presiones horizontal y vertical se representan de la siguiente manera:

$$p_A = \gamma z - 2c \qquad p_v = \gamma z$$

En donde:

$p_A$  = Esfuerzo principal mayor.

$p_v$  = Esfuerzo principal menor.

$c$  = Cohesión.

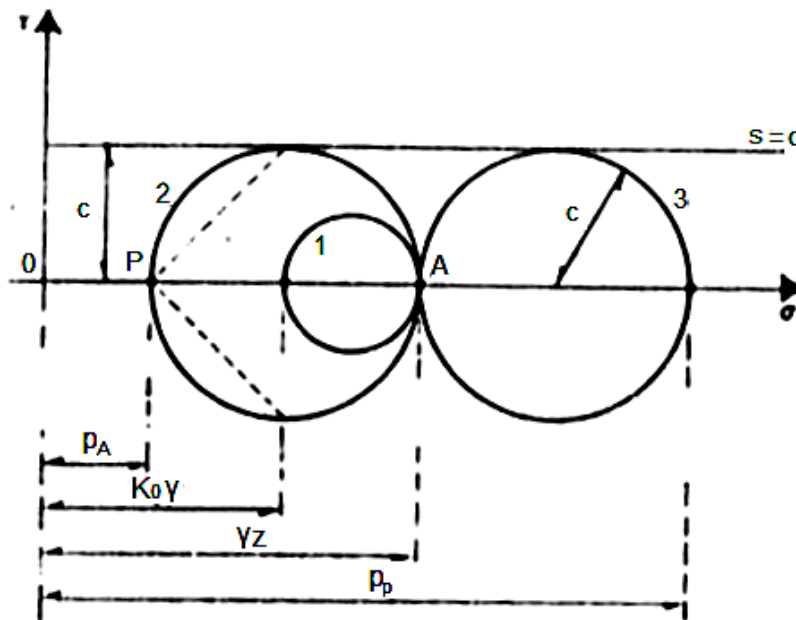


Figura 2.10 Estados plásticos en el diagrama de Mohr (suelos cohesivos) (Juárez; 1979: 131).

Para el círculo 3 se alcanza la falla aumentando la presión horizontal hasta sobrepasar el valor  $\gamma z$ , logrando que el círculo logre ser tangente a la línea de falla. De esta forma el estado plástico pasivo y las presiones resultan de la siguiente manera, siendo  $p_p$  el esfuerzo principal mayor.

$$p_p = \gamma z - 2c$$

$$p_v = \gamma z$$

La fórmula para la presión activa puede relacionarse con la fórmula de empuje de suelos, por otro lado la presión pasiva se relaciona con los casos en los cuales el muro presiona el suelo detrás de ellos.

Con esto se pueden obtener las fórmulas para el empuje total activo y pasivo, respecto a una altura  $H$  de muro, como se muestran a continuación.

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH$$

Estas fórmulas son aplicables cuando la superficie del relleno es horizontal, y los estados plásticos se desarrollan completamente.

Utilizando la fórmula del empuje activo se puede encontrar la altura a la cual se puede, en teoría, realizar un corte vertical sin que éste pierda su estabilidad. Para esto el empuje activo debería ser igual a 0, y el despeje quedaría de la siguiente forma:

$$\frac{1}{2}\gamma H^2 - 2cH = 0$$

$$H_c = \frac{4c}{\gamma}$$

A  $H_c$  se le conoce como altura crítica de material cohesivo. Debido a que el resultado de esta fórmula suele ser alto, se debe aplicar un factor de seguridad de al menos 2.

La teoría de Rankine para suelos cohesivos está sujeta a discusión, y el proyectista debe considerar no confiar en ella para obras de retención, pues, como ya se mencionó antes, el valor de la cohesión puede variar por las condiciones en las que se presente agua. Aun cuando se tomen medidas para evitar la infiltración, como superficies pavimentadas, o recubrimientos, la ruptura de tuberías de conducción o el uso posterior del terreno que obliguen a quitar el recubrimiento puede resultar en un cambio importante en la cohesión del relleno.

También es importante considerar el hecho de que la reducción en la cohesión debido al agua puede presentar una falla repentina en el muro, sin signos que lo prevengan.

Por lo expuesto anteriormente esta teoría no es aconsejable para casos prácticos.

De acuerdo a estas fórmulas la distribución de esfuerzos se da linealmente, habiendo una zona de tensión y una de compresión, con el valor de la tensión en la superficie dado por  $2c$ , siendo la profundidad a la que se extiende la zona de tensiones la siguiente:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma}$$

En la figura 2.11 puede observarse la distribución de esfuerzos para los estados activo y pasivo en suelos cohesivos.

Debido a que al suelo no se le supone capacidad para soportar tensión, por lo que aparecen grietas. La longitud de estas grietas se puede encontrar con la fórmula anterior.

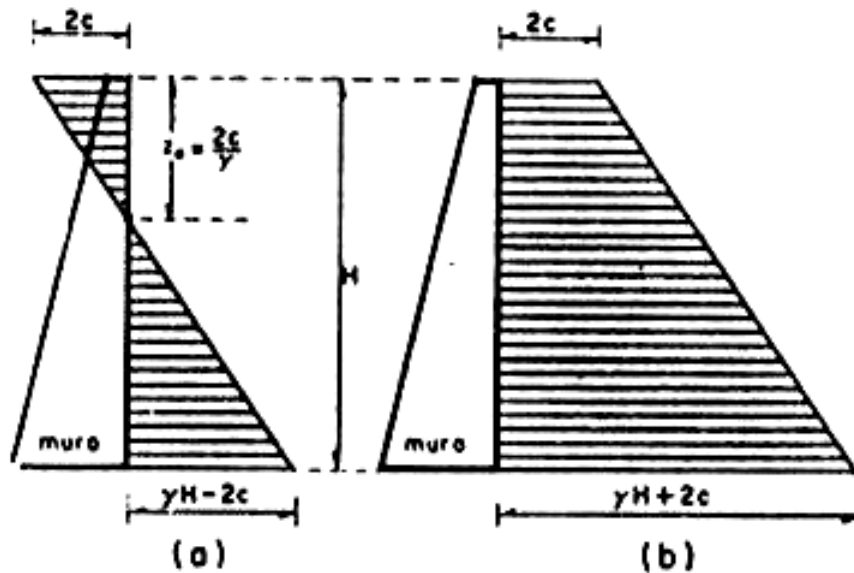


Figura 2.11 Distribución teórica de la presión activa y pasiva en suelos puramente cohesivos (Juárez; 1979: 131).

### 2.3.4 Teoría de Rankine en suelos con cohesión y fricción.

Para este caso la relación entre el esfuerzo máximo y mínimo está dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

Para el estado activo,  $p_A = \sigma_3$  y  $\sigma_1 = \gamma z$ , por lo que:

$$p_A = \frac{\gamma z}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}}$$

Para el estado pasivo  $\sigma_1 = p_p$  y  $\sigma_3 = \gamma z$ ; por ello:

$$p_p = \gamma z N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

Estas dos expresiones dan como resultado las presiones horizontales ejercidas en los dos estados plásticos. Se obtendrán los empujes correspondientes después de integrar estas presiones a través de la altura del muro H. El empuje se determinará de la siguiente manera.

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H$$

$$E_P = \frac{1}{2} N_\phi \gamma H^2 + 2c\sqrt{N_\phi} H$$

Para el estado activo, igual que en suelos cohesivos, existe una zona de tensiones en el diagrama de distribución de esfuerzos. Esta zona se puede determinar, si se considera el punto  $p_A = 0$ , entonces:

$$\frac{\gamma z}{N_0} = \frac{2c}{\sqrt{N_0}} \quad y \quad z_0 = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_0}$$

Para calcular la altura con la que puede permanecer sin soporte el suelo en un corte vertical se puede obtener de forma que  $E_A = 0$ . Entonces:

$$\frac{1}{2N_0} \gamma H^2 = \frac{2c}{\sqrt{N_0}} H \quad y \quad H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N_0}$$

### **2.3.5 Método semiempírico de Terzaghi para el cálculo de empuje contra un muro de retención.**

El Dr. Terzaghi propuso un método en base a la experiencia anterior, sumada a experiencia propia. Esto debido a lo poco conveniente que resultan las teorías clásicas, se han desarrollado métodos empíricos y semiempíricos para encontrar la presión ejercida sobre elementos de retención de tierras, esto según Juárez Badillo (1973).

Desafortunadamente este método es aplicable solo para muros de poca altura, de aproximadamente 7 metros como máximo.

Para comenzar el método se debe clasificar el tipo de suelo, encasillándolo en uno de cinco posibles:

- 1.- Suelo granular grueso, sin finos.
- 2.- Suelo granular grueso, con finos limosos.

3.- Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas, y finos arcillosos en cantidad apreciable.

4.- Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.

5.- Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

Los suelos tipo 4 y 5 deben evitarse cuando sea posible, principalmente el 5, pues de infiltrarse el agua se pueden generar expansiones que generarían presiones adicionales.

Se consideran para este método cuatro casos posibles, en función de la geometría del relleno y las cargas existentes.

1.- No existe sobrecarga, y la superficie de relleno es plana (horizontal o inclinada).

2.- A partir de la corona del muro la superficie de relleno es inclinada, después de cierto nivel se vuelve horizontal.

3.- Existe una sobrecarga uniforme sobre el relleno, que es horizontal.

4.- La superficie del relleno es horizontal, existe sobre ella una sobrecarga lineal, uniformemente repartida, y paralela a la corona.

Para el caso 1 la solución se puede dar con las siguientes fórmulas:

$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2$$

$$E_v = \frac{1}{2} K_v H^2$$

$E_H$  y  $E_v$  representan la componente vertical y horizontal del empuje. En la figura 2.12 se muestra cómo actúan estos empujes, así como las gráficas utilizadas para obtener  $K_H$  y  $K_v$ , que están en función del ángulo del relleno y del tipo de material (los números en las curvas representan el tipo de material utilizado).

En los rellenos tipo 5 la altura  $H$  debe ser reducida en 1.2m, y el empuje es aplicado a una altura  $d'$ , contada a partir del nivel inferior del muro, calculada como se muestra.

$$d' = \frac{1}{3} (H - 1.2)$$

Para el caso número 2, en que la superficie es inclinada hasta una altura, y después se vuelve horizontal, la figura 2.13 dará los valores de  $K_H$  y  $K_v$ .

Para el caso número 3, cuando el relleno es horizontal en su superficie y exista sobrecarga uniformemente distribuida, la presión vertical deberá incrementarse en función de:

$$p = Cq$$

Siendo  $C$  un valor que se encuentra en la tabla 2.1, en función del tipo de relleno, y  $q$  es la sobrecarga uniforme.



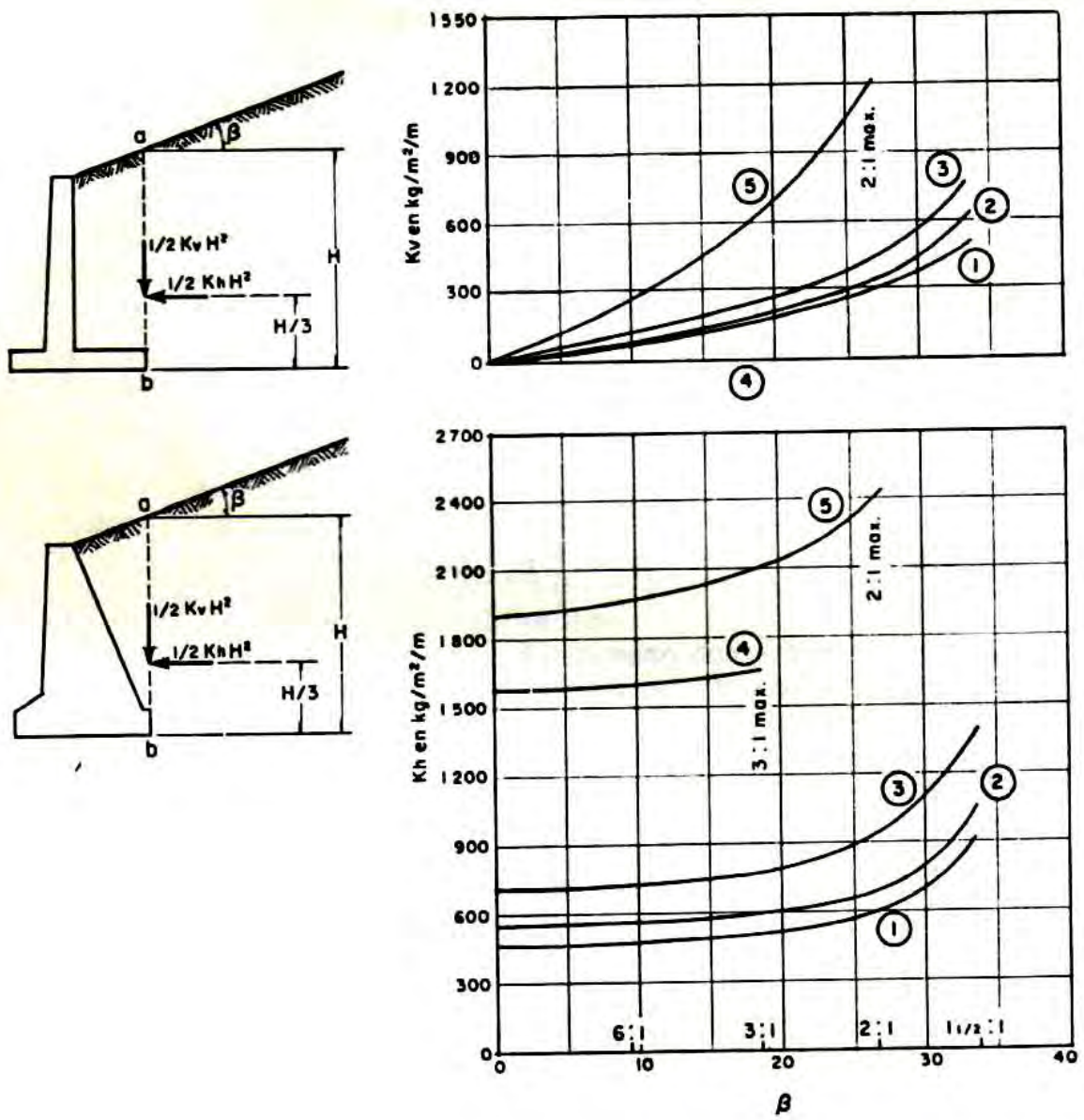


Figura 2.12 Gráficas para determinar el empuje de rellenos con superficie plana según Terzaghi (Juárez; 1979: 154).

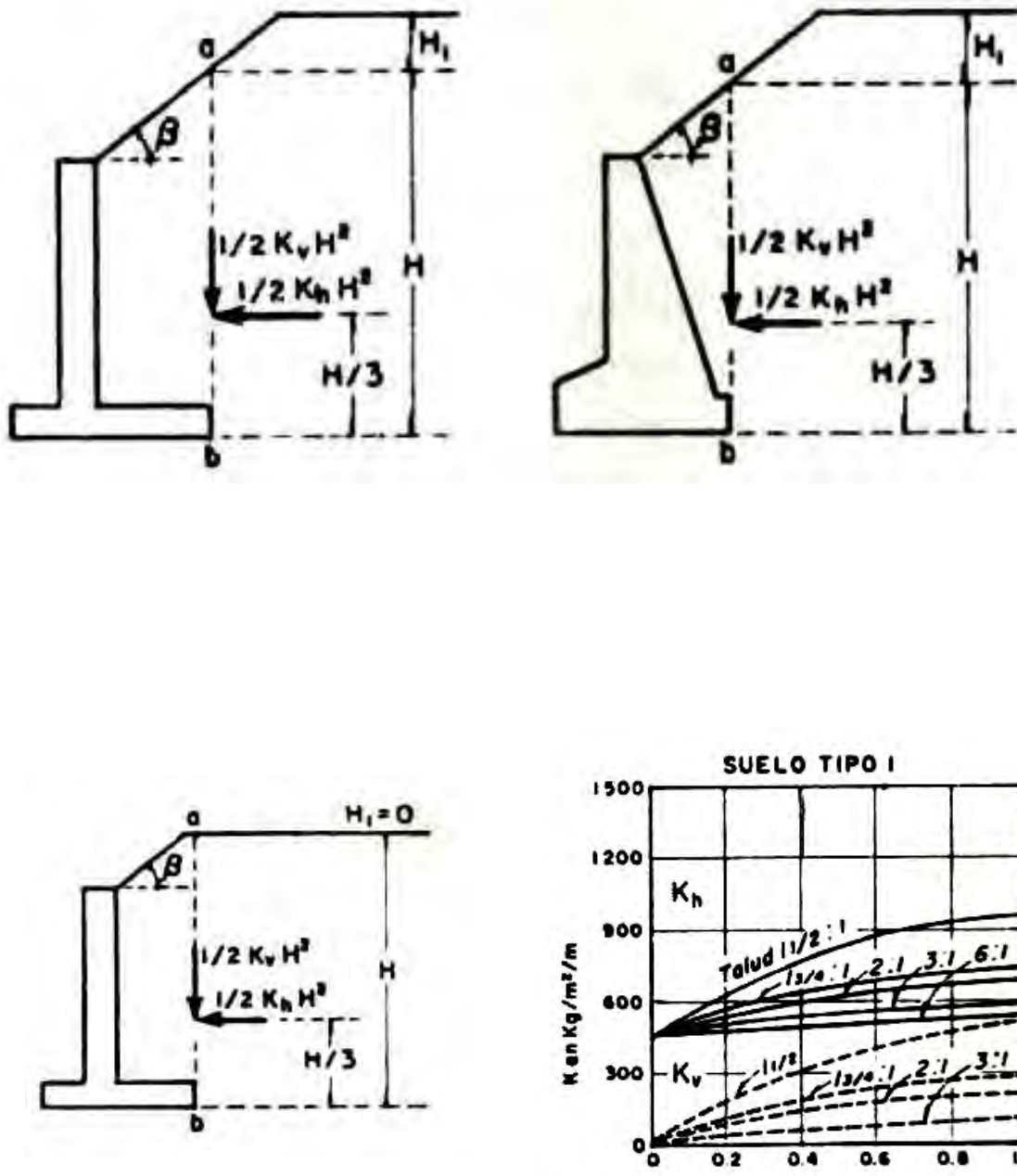
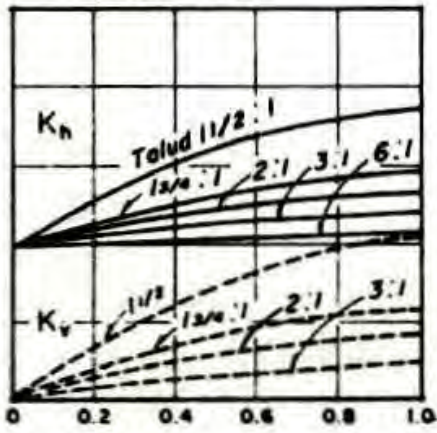
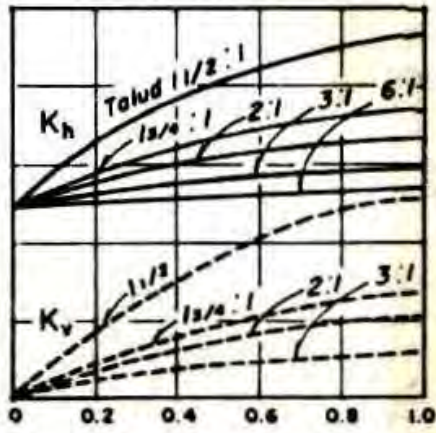


Figura 2.13 (1) Gráficas para determinar el empuje de rellenos con terraplén, con remate (Juárez; 1979: 155).

SUELO TIPO 2

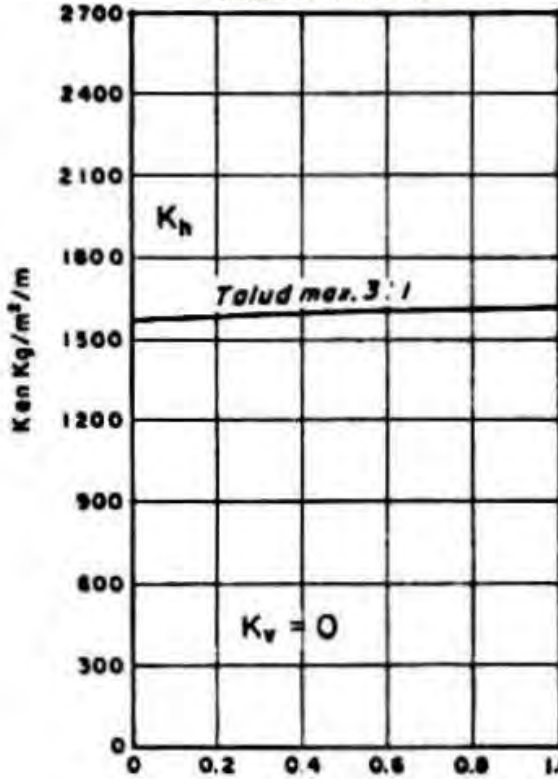


SUELO TIPO 3

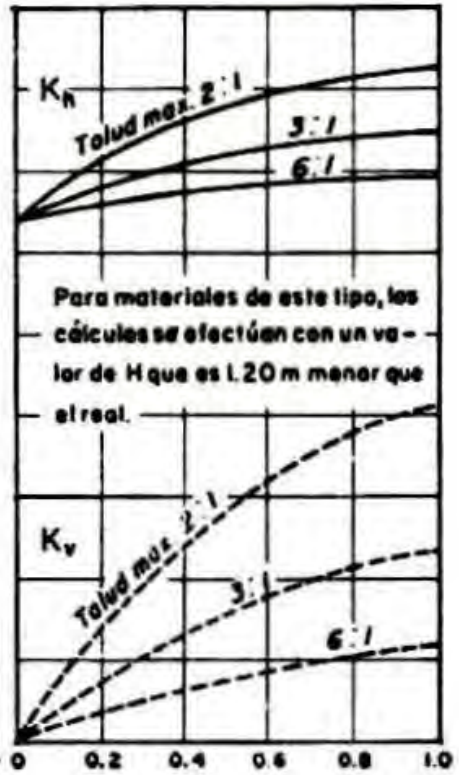


Valores de la relación  $H_1/H$

SUELO TIPO 4



SUELO TIPO 5



Valores de la relación  $H_1/H$

Figura 2.13 (2) Gráficas para determinar el empuje de rellenos con terraplén, con remate (Juárez; 1979: 155).

En un caso en el que existe una carga lineal uniforme y paralela a la corona (aplicable al caso número 4), se considera que la carga actúa sobre un plano vertical, como se aprecia en la figura 2.14, descrito con la siguiente fórmula:

$$P = Cq'$$

El valor de C se obtiene también de la tabla 2.1, y  $q'$  la carga lineal uniforme. Esta carga también produce una carga uniforme sobre la losa de cimentación.

La magnitud de esta carga repartida está dada por  $q'/ab$ , pero el área de influencia sobre la plantilla es sólo en el tramo  $a'b'$ .

Valores de C	
Tipo de Relleno	C
I	0.27
II	0.3
III	0.39
IV	1.0
V	1.0

Tabla 2.1 Obtención del valor de C de acuerdo al tipo de relleno (Juárez; 1979: 156).

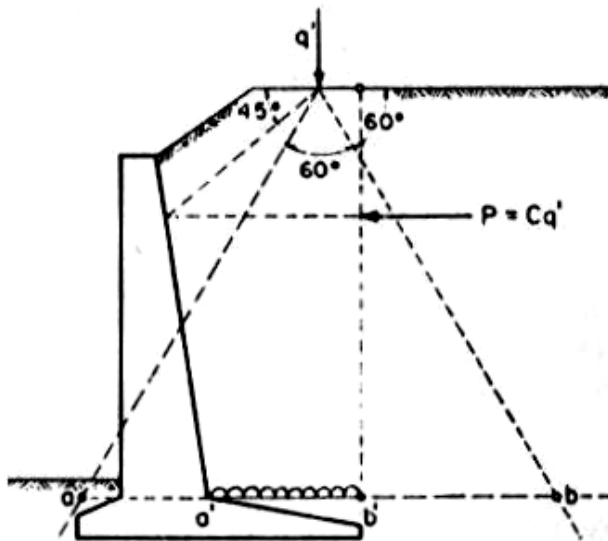


Figura 2.14 Método para calcular la influencia de una sobrecarga lineal (Método de Terzaghi) (Juárez; 1979: 156).

Se sugiere que al utilizar el método semiempírico de Terzaghi se proyecten buenas instalaciones de drenaje, para así evitar empujes adicionales.

## 2.4 Cálculo de las acciones sobre el muro.

Para el diseño de un muro de contención deben considerarse ciertas acciones que afectan su estabilidad, y se presentan a continuación de acuerdo a Barros Pena (1974).

### 2.4.1 Peso propio del muro.

Es determinado por el material del que está hecho, a continuación se muestran los pesos volumétricos aproximados de algunos materiales comunes.

Concreto en masa – 2.2 ton/m<sup>3</sup>.

Concreto armado – 2.4 ton/m<sup>3</sup>.

Ladrillo macizo – 1.8 ton/m<sup>3</sup>.

Mampostería (piedra braza) – 2.6 ton/m<sup>3</sup>.

El peso total del muro es concentrado en su centro de gravedad. Para fines prácticos se puede dividir el muro en figuras geométricas simples, aplicando el peso en el centro de gravedad de cada una. Este peso proporcionará al muro estabilidad.

#### **2.4.2 Seguridad al vuelco.**

Cuando un muro está sometido a empuje, éste tendrá la tendencia a voltearse, como se ve en la figura 2.15. Así, el peso propio del muro y la componente vertical del empuje activo provocarán un momento que debe contrarrestar el efecto de aquel causado por la componente horizontal de empuje activo.

Estos momentos suelen calcularse a partir de la arista "O", señalada en la figura 2.15. La suma de los momentos estabilizadores, divididos por el momento que ocasiona el vuelco debe dar un valor entre tres y cuatro.

De acuerdo a la figura 2.16 se puede deducir la fórmula para el cálculo de la seguridad al vuelco.

$$C_v = \frac{aP + bE_v}{\frac{H}{3} E_h}$$

De esta forma  $C_v$  debe ser un valor entre tres y cuatro, aunque algunos autores consideran valores como 2.5.

En el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1981) se considera este valor como 1.5.

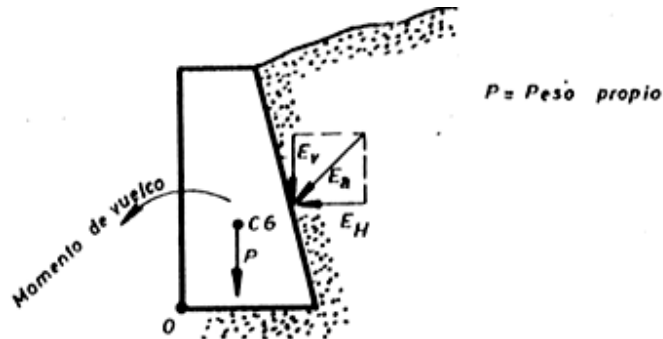


Figura 2.15 Representación del vuelco ocasionado por empuje el activo (Barros Pena; 1974: 71).

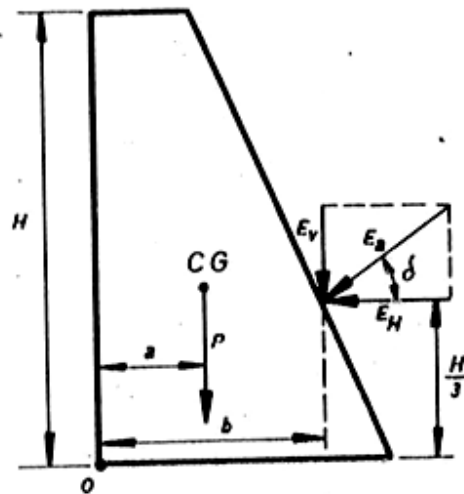


Figura 2.16 Acciones que ocasionan momentos de vuelco y momentos estabilizadores (Barros Pena; 1974: 71).

### 2.4.3 Seguridad al deslizamiento.

El efecto del empuje vertical produce un efecto de deslizamiento, este es resistido por la fricción existente entre el suelo y el muro, por lo cual se recomienda hacer la superficie del muro muy rugosa, e incrementar esta adherencia.

El coeficiente de seguridad ante el deslizamiento debe ser de 0.25. Este coeficiente esta dado por la relación entre las fuerzas de empuje horizontales y verticales.

$$Cd = \frac{E_H}{P + E_v} \leq 0.25$$

El Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1981) considera otro criterio, utilizando la siguiente fórmula:

$$ss = \frac{\textit{Suma de fuerzas de fricción resistentes}}{\textit{Suma de fuerzas horizontales actuantes}} \geq 1.5$$

En donde ss es el factor de seguridad, y la suma de fuerzas de fricción resistentes es:

$$Fr = Rtg\phi + cB + Pp$$

R es la resultante de cargas verticales, como es la componente vertical del empuje activo, o el peso propio del muro.

$\phi' = tg\phi$ , es el coeficiente de fricción interna que existe entre el terreno y el muro. Los siguientes valores están dados de forma preliminar, y pueden utilizarse para los siguientes casos:



$\phi' = 0.55$  para arenas y gravas.

$\phi' = 0.45$  para arenas y gravas limosas.

$\phi' = 0.35$  en limos.

El coeficiente de cohesión del suelo de desplante es  $c$ , que se considera como 0.5 a 0.75 de la cohesión del suelo.

$P_p$  representa la presión activa al pie exterior del muro. Y finalmente  $B$  es el ancho del muro.

#### 2.4.5 Flexión.

En los muros de concreto armado deben considerarse además los efectos de la flexión, que pueden ocasionar la rotura de la pantalla, como lo muestra Barros Pena (1974) en la figura 2.17.

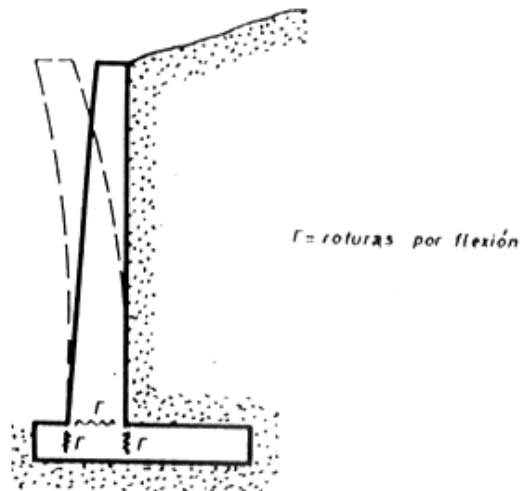


Figura 2.17 Representación de una rotura por flexión (Barros Pena; 1974: 74).

Para que esto no suceda se debe diseñar la estructura de concreto adecuada. Esto no ocurre en muros de gravedad debido a que no son tan esbeltos como los de concreto armado.

#### **2.4.6 Cargas de coronación.**

Cuando exista un elemento sobre la corona del muro, que puede ser un pilar, éste estará ejerciendo una fuerza vertical sobre el muro, que debe ser considerada, según advierte Barros Pena (1974), para el estudio de seguridad ante el deslizamiento, vuelco, y capacidad de carga del terreno, pues esta acción afectará el desempeño del muro a favor y en contra.

#### **2.4.7 Comprobación de presiones en el terreno.**

La presión total ejercida por el muro y las cargas verticales no deben ser mayores que la capacidad de carga del terreno, para lo cual un estudio de mecánica de suelos es indispensable.

Además de esto, la resultante de presiones debe estar localizada en el núcleo central de la cimentación del muro. La longitud del núcleo central es de un tercio de la base del muro, y se localiza en el centro del muro.

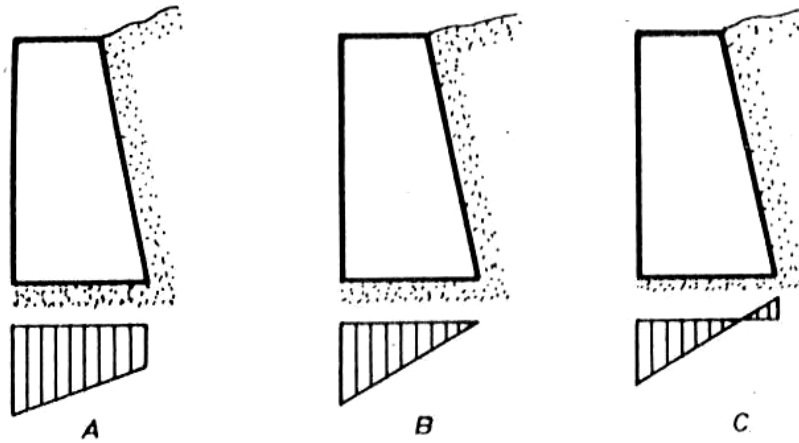


Figura 2.18 Distribución de presiones en el suelo debido al muro de contención (Barros Pena; 1974: 76).

La figura 2.18, muestra la posible distribución de presiones. Cuando se presente el caso C se deberá redimensionar el muro, pues no es considerado que el terreno soporte las tensiones producidas. Asimismo, la presión máxima en el suelo no debe superar la capacidad máxima de carga del mismo. Se llegó a las siguientes fórmulas en base a las mostradas por Barros Pena (1974).

La presión máxima y mínima puede obtenerse con la siguiente fórmula, siendo positivas las presiones y negativas las tensiones.

$$\sigma_m = \frac{V}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

Donde:

$\sigma_m$  = Presión máxima y mínima que produce el muro en el terreno.

V = Resultante de las fuerzas verticales.

A = Área del terreno, considerando una sección unitaria de muro, multiplicado por la base del muro.

B = Base del muro.

e = Excentricidad, que además debe ser menor a B/6, se calcula con la fórmula siguiente:

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2}$$

Se considera a M el momento producido por el muro, resultado de la sumatoria de momentos resistentes menos la sumatoria de momentos actuantes, como se muestra en la fórmula:

$$M = \Sigma Mr - Mact$$

#### **2.4.8 Drenaje.**

Es importante tomar en cuenta la posibilidad de la infiltración de agua en el terreno, lo que provocaría una disminución en el ángulo de fricción del terreno, así como incrementar el empuje ocasionado por este, como se explica en <http://www.construmatica.com/>. En rellenos de arcilla la presencia de agua puede provocar la expansión del mismo, incrementando el empuje de manera repentina, sin que el muro muestre señales de fatiga.

De la misma forma el agua puede producir que el terreno se reblandezca y socave, poniendo en peligro la estabilidad del muro.

Para poder evitar estos riesgos se debe instalar un sistema de drenaje adecuado. Que puede consistir en tubo perforado, que puede ser acompañado de un relleno de material pétreo. También puede consistir en un tubo de drenaje de pie, con un dren de grava, ambos se muestran en la figura 2.19.

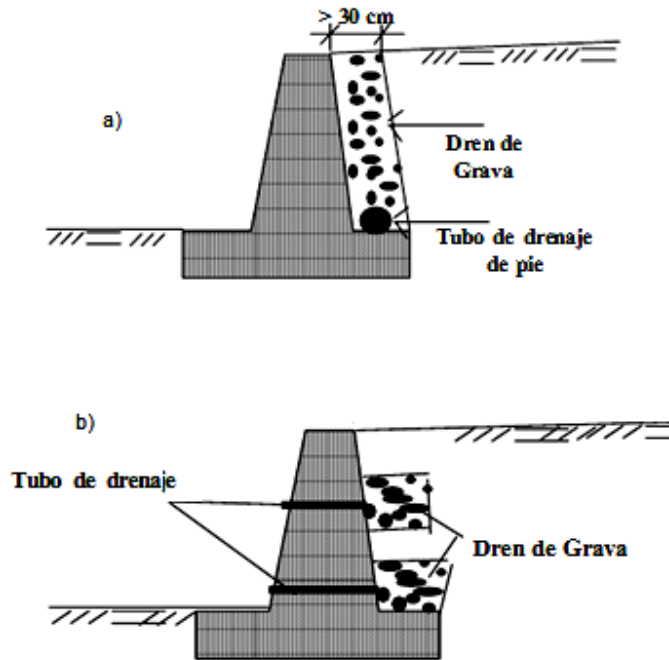


Figura 2.19 Drenaje en muros de contención con dren de pie (a), y con tubo perforado (b) (www.scribd.com).

## **CAPÍTULO 3**

### **RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN**

A continuación se presentarán los detalles de macro y microlocalización, para el proyecto actual.

#### **3.1 Generalidades.**

Se presentará la información necesaria para la localización del proyecto, así como otorgar a quien revisé este trabajo una visión clara de las características del proyecto a realizar.

#### **3.2 Objetivo.**

El objetivo de esta investigación es elegir la mejor solución para la retención de una masa de suelo localizado en un predio en el libramiento oriente en la colonia Magisterial, al sureste de la ciudad de Uruapan, Michoacán. Para esto se analizarán distintos tipos de muros de contención, para poder elegir la solución más viable.

Actualmente existe un proyecto para este muro de contención, a pesar de esto el presente trabajo se enfocará en dar una propuesta independiente, por lo que no se comparará con el proyecto existente.

### **3.3 Alcance del proyecto.**

Para este proyecto se diseñará el muro de contención como muro de gravedad, en concreto ciclópeo, además se analizará el muro en concreto armado. En base a estos datos se obtendrán volúmenes de obra, para poder encontrar las ventajas de cada uno de ellos. Esto ayudará a tomar una decisión sobre el muro más adecuado.

### **3.4 Resumen ejecutivo.**

A continuación se presentan las características del área y la zona del proyecto.

#### **3.4.1 Entorno geográfico.**

Ahora se describirán las características geográficas correspondientes a la ciudad de Uruapan, cuyo nombre oficial es Uruapan del Progreso, que se encuentra en el estado de Michoacán.

##### **3.4.1.1 Macro y Microlocalización.**

Se puede encontrar el estado de Michoacán en el lado centro-occidente de la república mexicana, entre las coordenadas 20°23'27" y 17°53'50" de latitud norte, y

entre  $100^{\circ}03'32''$  y  $103^{\circ}44'49''$  longitud oeste. Colinda al noroeste con el estado de Querétaro, al norte con los estados de Jalisco y Guanajuato, al este con el estado de México y Guerrero, y al oeste con el Océano Pacífico y los estados de Colima y Jalisco. Al sur con el Océano Pacífico y el estado de Guerrero.

Uruapan del Progreso está ubicado en el estado de Michoacán, en las coordenadas  $19^{\circ}25'10''$  latitud norte y  $102^{\circ}03'30''$  longitud oeste, al centro-occidente del estado, Colinda con los municipios de Los Reyes, Charapan, Paracho, Nahuatzen, Tingambato, Ziracuaretiro, Taretan, Nuevo Urecho, Gabriel Zamora, Parácuaro, Nuevo Parangaricutiro, Tancítaro y Peribán.

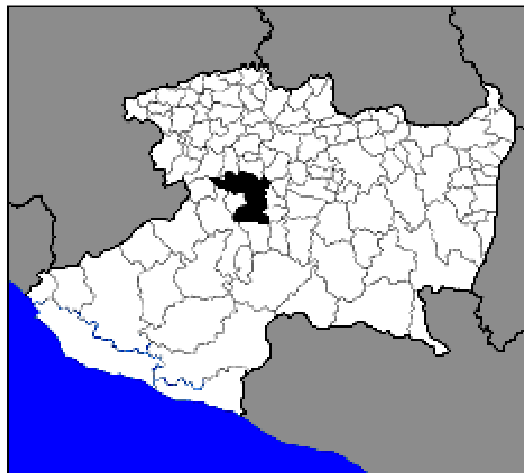


Imagen 3.1 Localización de la Ciudad de Uruapan del Progreso en el estado de Michoacán.

(Fuente: <http://es.wikipedia.org>)

El proyecto se realizará en un terreno localizado en el libramiento oriente de la ciudad de Uruapan, en las coordenadas  $19^{\circ}22'37.20''N$  y  $102^{\circ}02'59.00''O$ , a una



elevación de 1577 m sobre el nivel del mar. Aproximadamente a 1 km al noreste de la salida a la carretera Uruapan-Nueva Italia.



Imagen 3.2 Localización del predio en el que se requiere el diseño.

(Fuente: Google Earth)

### 3.4.1.2 Hidrografía.

El río Cupatitzio nace dentro de la ciudad, de éste se obtiene gran parte del agua potable para la misma. Al igual que el río Santa Bárbara, que nace en la presa de Caltzonzin, cruzando la parte oriente de la ciudad. Ambos pertenecen a la región hidrográfica del río Balsas.

### **3.4.1.3 Orografía.**

El cerro de La Cruz, de La Charanda y el de Jicalán son sus principales accidentes geográficos. Se encuentra dentro del eje neo volcánico mexicano

### **3.4.1.4 Clima.**

“El clima del municipio de Uruapan es uno de los más variados del estado de Michoacán pues se ve influenciado por las diferentes de altitud en el terreno, existen cinco tipos diferentes de clima. La zona norte tiene un clima templado subhúmedo con lluvias en verano, en la zona central del municipio, la más elevada, tiene un clima templado húmedo con abundantes lluvias en verano, en la misma zona central otro sector tiene clima Semicálido húmedo con abundantes lluvias en verano, hacia el sur otra zona registra clima semicálido subhúmedo con lluvias en verano y finalmente en el extremo sur del municipio el clima es clasificado como cálido subhúmedo con lluvias en verano”. (<http://es.wikipedia.org/wiki/Uruapan>)

La temperatura media anual tiene un rango que va desde 12 a 33°C, dependiendo de la zona de la ciudad.

El municipio de Uruapan es una de las zonas donde se registra mayor promedio pluvial anual dentro del estado, llegando a rebasar los 1500 mm al año.

#### **3.4.1.5 Principales ecosistemas.**

Una parte del territorio de la ciudad de Uruapan, principalmente en zonas hacia el centro y norte, se dedican a la agricultura, el resto del municipio es zona boscosa. En zonas elevadas se pueden encontrar pino y encino, y en las partes bajas parota, guaje, cascalote y cirrián.

En cuanto a la fauna se pueden hallar el coyote, zorro, venado, zorrillo, cacomixtle, liebre, tlacuache, conejo, pato, torcaza y chachalaca.

#### **3.4.1.7 Uso de suelo.**

Recientemente en la zona del proyecto existían construcciones pequeñas, usadas como vivienda, actualmente se han iniciado demoliciones y excavaciones en ese lugar.

#### **3.4.1.8 Actividad económica.**

A Uruapan se le conoce como la capital mundial del aguacate, cuyo cultivo es su principal actividad. Otras actividades agrícolas son el cultivo de caña de azúcar, maíz, durazno, café, guayaba y hortalizas como jitomate, chile o calabaza.

Además en la zona se cría ganado bovino, porcino, caprino, equino, avícola y también en menor medida la silvicultura.

Aunque la actividad industrial no está muy desarrollada, existen algunas empresas que se dedican a la producción de plásticos, chocolate y empaques de aguacate.

Se cuenta con diversos atractivos turísticos, como son el Parque nacional Lic. Eduardo Ruiz, La Huatápera, La Tzararacua, el Templo de San Francisco y Casa de la Cultura, Mercado de Antojitos, Fábrica de San Pedro, Plaza de los Mártires.

En el tiempo de semana santa se traen artesanías, las cuales llenan el centro de la ciudad, de todas las comunidades en que Fray Juan de San Miguel aportó un oficio.

#### **3.4.2 Informe fotográfico.**

A continuación se presenta el informe fotográfico para el proyecto en cuestión.

La imagen 3.3 presenta una muestra de la fachada y su construcción previa a las excavaciones allí ocurridas.



Imagen 3.3 Fachada del predio antes de comenzada la excavación.

(Fuente: Google Earth)

Actualmente se ha realizado una excavación en el predio, pues existe un proyecto previamente autorizado, por lo cual la presente tesis se mostrará como un proyecto alternativo.



Imagen 3.4 Fachada del predio antes de comenzada la excavación.

(Fuente: Propia)

La imagen 3.5 muestra el nivel de terreno natural previo a la excavación, marcada con hilo de Nylon. Se utilizó una capa de concreto para tapar el suelo que hay bajo la construcción adyacente, esto para evitar que al quedar expuesto pierda humedad, pues esto puede ocasionar que se desmorone, y pierda la capacidad de carga.



3.5 Nivel del terreno natural mostrado con tablas e hilo.

(Fuente: Propia)

### **3.4.3 Estado físico actual.**

Actualmente se realiza la excavación del terreno para construir un proyecto alternativo.

### **3.4.4 Alternativas de solución.**

Se explorarán dos alternativas para muro de contención, uno de gravedad, hecho de concreto ciclópeo, y uno de concreto armado.

## CAPÍTULO 4

### METODOLOGÍA

Para la tesis presentada se utilizó el método científico, aplicando el método matemático, con un enfoque cuantitativo y transeccional.

#### **4.1 Método empleado.**

Para esta investigación se utilizó el método científico. Este método científico es un proceso utilizado para identificar las circunstancias de ciertos sucesos. Entre sus características están que es verificable, tentativo, de razonamiento y observación, esto según Tamayo (2000).

El método científico es el punto de transición entre el conocimiento científico y la investigación científica.

Según Pardinias: “Método de trabajo científico es la sucesión de pasos que debemos dar para descubrir nuevos conocimientos o, en otras palabras, para comprobar o disprobar hipótesis que implican o predicen conductas de fenómenos, desconocidos hasta el momento”. (Tamayo; 2000: 35)

Este método permite eliminar el aspecto subjetivo, para poder interpretar la realidad de una manera objetiva.

El método científico se utilizará en esta investigación de tal manera que se plantea una problemática, la necesidad de contener una masa de suelo, y sabiendo



que existen diferentes opciones para muros de contención se recopilarán las características, ventajas y desventajas que conlleva cada uno de ellos, llegando así a una resolución, y tomar la mejor decisión posible.

#### **4.1.1 Método Matemático.**

“En cualquier investigación que asiente números de relaciones constantes, variedad de hipótesis, diversidad de comprobaciones, y éstas se tomen en cuenta para afirmar o negar algo, se está aplicando el método cuantitativo” (Mendieta; 2005: 48).

El método matemático trata de la comparación de números y cantidades para tener una noción de importancia, capacidad o economía.

El método matemático es muy claro en esta investigación, debido a que los datos obtenidos del estudio resultan tales como volúmenes de obra, peso del muro, área de apoyo y altura, son valores comparables que ayudarán a llegar a una conclusión clara y objetiva.

#### **4.2 Enfoque de la investigación.**

Esta tesis lleva un enfoque cuantitativo, pues este enfoque permite obtener un punto de vista basándose en el conteo de magnitudes, además de que generaliza los

resultados de forma más amplia. De esta manera facilita la comparación de resultados entre diferentes estudios, de acuerdo con Hernández Sampieri (2005).

Ya que esta tesis implica la realización de un diseño, que arrojará resultados numéricos muy claros, los cuales podrán ser comparados con otros diseños y diferentes criterios, el enfoque cuantitativo es el más acorde al presente trabajo.

#### **4.2.1 Alcance de la investigación.**

La presente investigación tiene un alcance descriptivo, pues se busca recolectar datos, evaluar y medir (como es el caso de una investigación cuantitativa). Un estudio descriptivo busca determinar las características, propiedades y perfiles más importantes de un fenómeno, para poder someterlo a un análisis.

#### **4.3 Diseño de la investigación.**

El método empleado para este trabajo fue de tipo transeccional descriptivo, ya que “Los diseños transeccionales descriptivos tienen como objetivo indagar la incidencia y los valores en que se manifiestan una o más variables (dentro del enfoque cuantitativo) o ubicar, categorizar y proporcionar una visión de una comunidad, un evento, un contexto, un fenómeno o situación (describirla, como su nombre lo indica, dentro del enfoque cualitativo”. (Hernández Sampieri; 2005: 273)

Como su nombre lo indica, este estudio es descriptivo, así como las hipótesis que en él se plantean.

#### **4.4 Instrumentos de recopilación de datos.**

Para realizar este proyecto hizo una investigación de campo, se requirió de un previo estudio de mecánica de suelos, el cual se logra tomando muestras de suelo y sometiéndolas a diversas pruebas de laboratorio. El estudio ya existía para este proyecto, por lo que no fue necesario realizarlo nuevamente. Con éste se pudo obtener una visión clara de las condiciones del suelo y sus propiedades físicas, así como el nivel de aguas freáticas. Para la determinación del empuje provocado por el suelo se utilizará una de las teorías de empuje, la que sea más adecuada de acuerdo a estas propiedades. Su justificación se presentará más adelante.

#### **4.5 Descripción del proceso de investigación.**

Para la presente investigación se visitó el terreno para analizar las condiciones existentes, para posteriormente revisar el estudio de mecánica de suelos que fue provisto. Habiendo analizado el estudio se procedió a elegir una teoría de empuje adecuada para este tipo de terreno, con lo cual se pudo proponer y revisar un muro de contención.

El muro se revisó por volteo, deslizamiento y hundimiento, para posteriormente revisar por momento flexionante y cortante. Para todo este proceso se utilizó el apoyo de programas de cómputo como Excel, Autocad2008 y Sap2000.

Este proceso se revisó para cada muro, con lo cual, después de aceptar cada propuesta se procedió a revisar los resultados para llegar a una conclusión.

## CAPÍTULO 5

### ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

A continuación se presentarán las dos posibles propuestas para el problema planteado.

#### **5.1 Información disponible.**

Se desea construir una bodega con el propósito del almacenamiento de llantas en un terreno al oriente de la ciudad de Uruapan, Michoacán.

Existe un desnivel en el terreno, mostrado como parte del anexo (A), lo que requerirá de un relleno, y asimismo un muro de contención para proteger las construcciones adyacentes, así como confinar el material de relleno, otorgándole estabilidad.

El estudio de mecánica de suelos, mostrado en el anexo (A) arroja los siguientes resultados para los estratos encontrados:

NAF		Estrato	Estrato
a 1.5 m de profundidad		1: 0.5 m	2: Limo inorgánico de alta compresibilidad
Cohesión	c (ton/m <sup>2</sup> )	1.12	0.9
Profundidad de desplante	Df(m)	1.5	1.1
Ancho del cimiento	B(m)	1	1
Peso volumétrico	γ(ton/m <sup>3</sup> )	1.11	1.37
Angulo de fricción interna	Φ grados	13.14	11.88
	Φ radianes	0.229	0.207
Carga ultima resistente	qu(t/m <sup>2</sup> )	17	13.13
Carga admisible	qadm(t/m <sup>2</sup> )	5.67	4.38

Como se puede observar, el suelo existente en esta zona es de muy baja resistencia, por lo cual se debe poner especial atención en la presión aplicada en éste. La bodega usará un sistema de arcotecho, con muros de block de concreto, y columnas a cada 9 metros, como se observa en el anexo (B).

## 5.2 Análisis de cargas debido a la estructura.

El análisis de cargas de este proyecto se obtendrá en base a las recomendaciones del proveedor (<http://www.arcotecho.com.mx>). Debido a que no se cuenta con planos del proyecto, y se requiere un análisis de cargas realista.

A) Cálculo de flecha.

Para un claro de 20 metros, y proponiendo una flecha del 20 %, la altura de esta resulta de 4 metros.

B) Calibre de la lámina.

Se consulta la tabla 5.1 para la zona eólica 5 (Altiplano Sur: Que incluye estados como Guanajuato, Queretaro, Tlaxcala y Michoacán, entre otros y Veracruz).

Para lo cual se obtiene un calibre 24N.

<b>CLARO (mts)</b>	<b>20%</b>	<b>35%</b>	<b>50%</b>
14	24	24N	22
15	24	24N	22
16	24	24N	22
17	24	24N	22
18	24	24N	22
19	24N	22	22
20	24N	22	20
21	24N	22	20
22	24N	22	20
23	24N	22	20
24	24N	22	18
25	24N	22	18
26	24N	22	18
27	22	20	18
28	22	20	18
29	22	20	18
30	22	20	16
31	22	20	16
32	22	20	16
33	22	18	16
34	22	18	16
35	22	18	16
36	20	18	16

Tabla 5.1 Calibre recomendado para una velocidad del viento de 80 km/h para la zona eólica 5 y 7, para porcentajes de flecha mostrados. (<http://www.arcotecho.com.mx>)

C) Longitud del arco.

Se consulta la tabla 5.2, correspondiente a longitud de arco.

Para un claro de 20 metros, con una flecha de 20%, la longitud correspondiente es 22.07 metros.

CLARO	FLECHA % RESPECTO AL CLARO DEL ARCO ( mts )						
mts	20	25	30	35	40	45	50
14	15.45	16.23	17.15	18.20	19.36	20.63	21.99
15	16.55	17.38	18.37	19.50	20.74	22.10	23.56
16	17.65	18.54	19.60	20.80	22.13	23.58	25.13
17	18.76	19.70	20.82	22.10	23.51	25.05	26.70
18	19.86	20.86	22.05	23.40	24.89	26.52	28.27
19	20.96	22.02	23.27	24.69	26.28	28.00	29.84
20	22.07	23.18	24.49	26.00	27.66	29.47	31.41
21	23.17	24.34	25.72	27.29	29.04	30.94	32.98
22	24.27	25.50	26.94	28.59	30.43	32.42	34.55
23	25.38	26.65	28.17	29.89	31.81	33.89	36.12
24	26.48	27.81	29.39	31.19	33.19	35.36	37.69
25	27.58	28.97	30.62	32.49	34.57	36.84	39.26
26	28.69	30.13	31.84	33.79	35.96	38.31	40.83
27	29.79	31.29	33.07	35.09	37.34	39.78	42.40
28	30.89	32.45	34.29	36.39	38.72	41.26	43.97
29	31.99	33.61	35.52	37.69	40.11	42.73	45.54
30	33.10	34.77	36.74	38.99	41.49	44.20	47.12
31	34.20	35.93	37.97	40.29	42.87	45.68	48.69
32	35.30	37.08	39.19	41.59	44.25	47.15	50.26
33	36.41	38.24	40.42	42.89	45.64	48.63	51.83
34	37.51	39.40	41.64	44.19	47.02	50.10	53.40
35	38.61	40.56	42.87	45.49	48.40	51.57	54.97

Tabla 5.2 Longitud de arco para sistemas autosoportantes.(  
<http://www.arcotecho.com.mx>)

D) Cálculo de arco.

Con un ancho de perfil de 0.609 metros (24"), y la bodega teniendo una longitud de 72 metros, se necesitan 118.23 piezas, por lo que se redondea a 119.



E) Peso del arco.

Su peso lineal es de 4.882 kg/m, y el arco tiene una longitud de 22.07 metros, siendo un total de 119 piezas, se calcula  $4.882 \times 22.07 \times 119 = 12821$  kg, agregando un peso de aproximadamente 20 kg/m para tomar en consideración el viento,  $20 \times 22.07 \times 72 = 31780$  kg. Por lo tanto la cubierta tiene un peso total de 44.6 toneladas.

F) Peso de traveses y columnas.

Se diseñarán las traveses y columnas para esta estructura, debido a que no existe un proyecto estructural. Para las traveses, la distancia entre apoyos es de 9 metros.

El peso de la estructura se reparte a ambos lados de la estructura, sumando en total  $72 + 72 = 144$  m, por lo que el peso repartido resulta de la siguiente manera.

$$(44.6 \text{ ton}) / (144 \text{ m}) = 0.3097 \text{ ton/m}$$

A esta carga se le agrega la debida al peso propio de la trabe, para lo cual se proponen traveses de 45 x 25 cm, el peso volumétrico del concreto reforzado es de 2.4 ton/m<sup>3</sup>, por lo cual su peso por metro lineal es:  $0.45 \times 0.25 \times 2.4 = 0.27$  ton/m

La carga total que cargan las traveses será de 0.58 ton/m.

Los momentos y cortante máximos se calcularon utilizando el programa SAP2000. Estos resultados se observan en la imagen 5.1, los cuales representan el elemento más desfavorable.

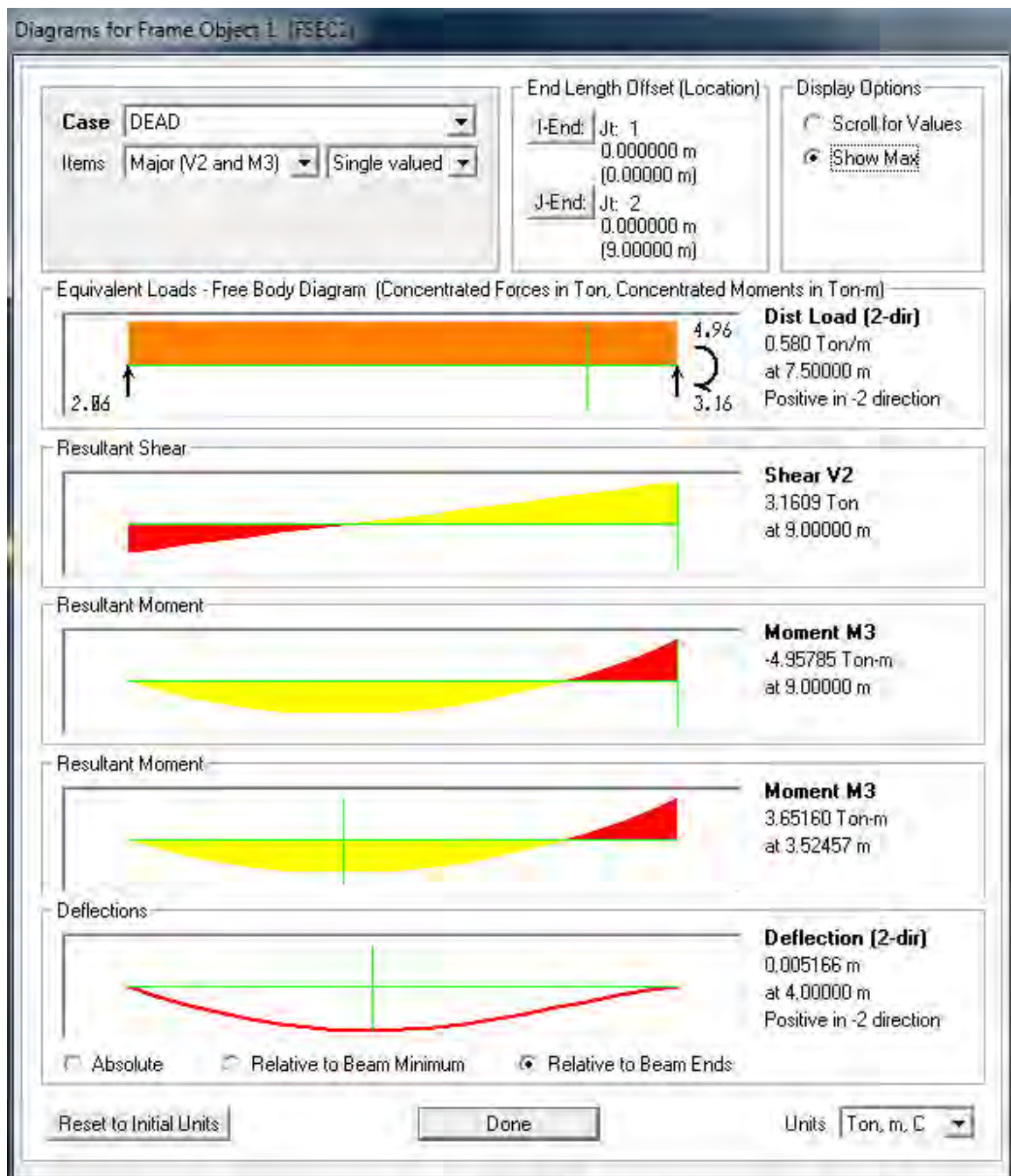


Imagen 5.1 Momentos máximos positivo, negativo y cortante máximo así como deflexión máxima. (SAP2000)

El momento máximo negativo fue de 4.96 ton m, el momento máximo positivo fue de 3.65.

Las trabes tendrán una altura total h de 45 cm, y una d efectiva de 42 cm, considerando 3 cm de recubrimiento, y una base b de 25 cm. Utilizando un concreto de f'c de 250 kg/cm2 y acero con fy = 4200 kg/cm2.

Para el momento resistente del elemento se utilizarán las fórmulas especificadas en el reglamento de construcción del Distrito Federal (Sección 2.2.4. Concreto)

$$M_R = F_R b d^2 f''c q (1 - 0.5q) \quad q = \frac{\rho f_y}{f''c} \quad \rho = \frac{A_s}{b d}$$

Donde:

MR = Momento resistente.

FR = Factor de resistencia (se tomará 0.9).

ρ = Porcentaje de acero de refuerzo a tensión.

As = Área de acero de refuerzo a tensión.

Haciendo una simplificación se puede obtener la fórmula siguiente:

$$A_s = \frac{f''c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] b d$$

Considerando que:

$$M_u = M_{\max} \cdot F_c \text{ y } F_c = 1.4$$

$$f''c = f'c \cdot 0.8 \cdot 0.85$$

Para un momento máximo de 4.96 ton / m, el As resultante es de 4.63 cm2, por lo cual se armará la trabe con 4 varillas del No. 5 (dos en la parte superior y dos

en la parte inferior), por lo cual el área de acero a tensión es de 4.95 cm<sup>2</sup>, cubriendo así las necesidades para momento positivo y negativo.

Para revisar el cortante se usarán las siguientes fórmulas:

Cortante resistente:

$$V_{cr} = FRbd(0.2 + 20p)(f * c^{0.5})$$

Se compara con el cortante último, que se obtiene con  $V_u = V_{max} * F_c$

El resultado obtenido fue  $V_{cr} = 383.9$  kg y  $V_u = 4424$  kg. Por lo tanto, se proponen refuerzos en dos ramas, con varilla del No. 2, a cada 20 cm.

Para las columnas se determinó por un análisis de cargas que estarán sometidas a una compresión de 2608.83 kg, por lo que se han propuesto columnas de 25 x 25 cm.

Proponiendo un p de 0.02, la resistencia se calcula con la siguiente fórmula.

$$P_{ro} = fr [f''c b h (1 - p) + fy b h p]$$

El esfuerzo resistente resultó de 125300 kg, que es mayor al P último, que resultó de 3652.36 kg.

Los muros de la bodega serán de 8 metros de altura, hechos de block de concreto. Su peso es de 190 kg/m<sup>2</sup>, por lo que significan una carga lineal de 1.52 ton/m.

El peso total del arcotecho es de 44.60 toneladas, el peso total de las trabes y contratrabes será de 91.2 toneladas (considerando que existen en todo el perímetro

de la estructura). Las columnas agregan un peso de 21.6 toneladas. Por lo que en conjunto agregan suman un peso de 157.4 toneladas, si idealmente se supone que el peso se distribuye en todo el perímetro de la estructura (190 m), la carga lineal resulta de 0.89 ton/m.

El peso total de los elementos estructurales (0.83 ton/m) sumado al de los muros (1.52 ton/m) resulta de 2.35 toneladas por cada metro de muro, el cual es aplicado a 0.5 m de distancia del muro. Esta sobrecarga se utilizará para diseñar el muro de contención.

### **5.3 Diseño de un muro de contención.**

A continuación se analizarán dos propuestas para un muro de contención, la situación es la misma, el estudio de mecánica de suelos correspondiente se encuentra en el anexo (A). En el punto 5.2 se describe el análisis con el que se determina la sobrecarga, la cual es de 2.35 toneladas por cada metro de muro.

El material de relleno a utilizar se extraerá del banco de materiales de Capacuaro, este material tiene un peso volumétrico de 1.053 ton/m<sup>3</sup>.

Debido a que el estrato uno mide solamente 0.5 m, y su peso volumétrico es menor, se utilizará únicamente el estrato dos para el diseño, pues se obtendrá un caso más desfavorable, lo que brindará más seguridad al diseño.

### 5.3.1 Muro de gravedad.

Para la construcción de este muro se utilizará concreto ciclópeo, utilizando concreto de  $f'c$  de 200 kg/cm<sup>2</sup>, el cual tiene un peso volumétrico de 2.3 ton/m<sup>3</sup>. Las dimensiones propuestas son como se muestran en la figura 5.1. Más adelante se revisará.

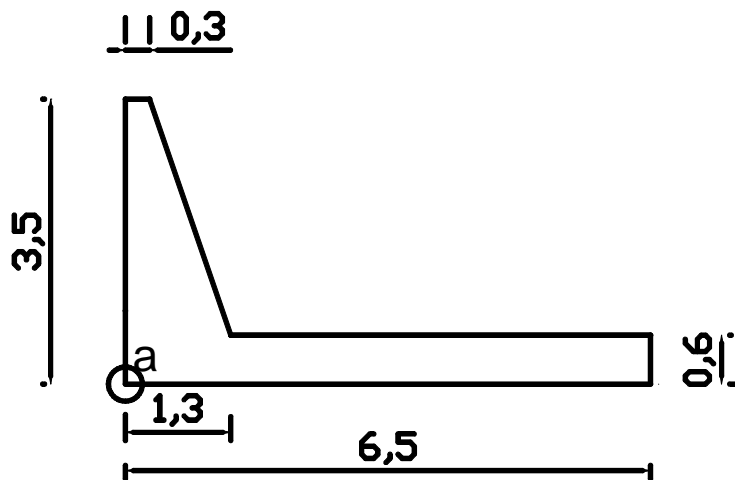


Figura 5.1 Dimensionamiento del muro de gravedad (cotas en metros).

Para la determinación del empuje activo se utilizará la teoría de Rankine para suelos cohesivos y friccionantes.

Para asegurar la estabilidad, el empuje pasivo no será considerado para este diseño.

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H \quad K_p = N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

El ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) es 11.88°, por lo que  $N_\phi = 1.5184$ .

El peso específico  $\gamma$  utilizado para el cálculo será el del estrato dos, el cual es de 1.37 ton/m<sup>3</sup>, y la altura H es de 3.5. El NAF (Nivel de aguas freáticas) existe por debajo de la base del muro, por lo cual no se considera para determinar el empuje. El empuje activo resulta de 0.41 toneladas.

A continuación se hace la suma de momentos resistentes, para esto se determina el área de un elemento de muro o de suelo, y se multiplica por su peso específico, se mide la distancia de su centroide al punto (a), y se multiplica para obtener el momento resistente (se considera el punto (a) en el extremo izquierdo de la base del muro mostrado en la figura 5.1)

Area	dist x (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	Peso (ton)	Momento(ton.m)
0.87	0.15	2.30	2.00	0.30
3.9	3.25	2.30	8.97	29.15
1.305	0.60	2.30	3.00	1.80
1.305	0.90	1.05	1.37	1.24
15.37	3.85	1.05	16.18	62.31
		$\Sigma$	31.53	94.80

La suma de momentos resistentes es de 94.80 ton/m.

A continuación se calcularán los momentos actuantes.

a) Momento de volteo debido al empuje activo.

Es el momento ocasionado por el empuje de 0.41 toneladas, a una distancia de 1/3 de la altura total del muro, esta distancia es de 1.17 metros. El momento que resulta es de 0.48 ton m.

b) Momento de volteo por sobrecarga

Para calcularlo se utilizará el criterio que se muestra en el método semiempírico de Terzaghi. El suelo se clasificará dentro del grupo 4, debido a la falta de un estudio para este material, este tipo de suelo se considera desfavorable, su coeficiente C es igual a 1. La carga q es de 2.35 ton, la cual se considerará puntual, a 0.5 m de la corona, así que la fuerza P resulta el producto de q y C, resultando en 2.35 ton. La altura a la que es aplicada se obtiene siguiendo una línea a 45° del punto de aplicación. Por trigonometría se ha determinado que el punto se encuentra a 3.13 metros de la base del muro.

Lo anterior genera un momento de 7.30 ton m.

También debe considerarse que esta sobrecarga generará una presión sobre la base del muro, esto provocará además de una fuerza vertical un momento resistente.

La fuerza se distribuye en un ángulo de 60°, lo cual reparte la carga de 2.35 ton en 3.31 m, lo que resulta en una presión de 0.71 ton/m. La sobrecarga solo actúa en una distancia de 1.99 m, por lo que la fuerza resultante es de 1.41 ton, con su centroide a 1.47 metros del punto (a). Lo anterior ocasiona un momento resistente de 2.08 ton m. Lo anterior se muestra en la figura 5.2.



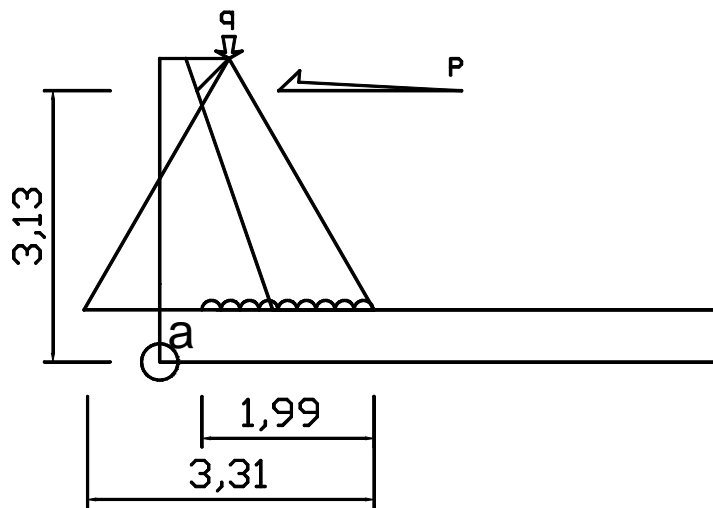


Figura 5.2 Efecto de una sobrecarga sobre el muro de contención (cotas en metros).

Seguridad al volteo:

Para esta revisión se deben dividir los momentos resistentes entre los momentos actuantes, la relación debe ser mayor a 1.5, de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1981).

$(94.80 + 2.08) / (0.48 + 7.33) = 12.40 > 1.5$  Por lo tanto el muro pasa la revisión por volteo.

Seguridad al deslizamiento:

Se revisará con la siguiente fórmula

$$Fr = Rtg\phi + cB + Pp$$

Siendo R la suma del peso total del muro, considerando el elemento estructural y el suelo, y la sobrecarga que actúa sobre este. Esto es  $31.53 + 1.41 = 32.94$  toneladas.

$Tg\phi$  se tomará de 0.35, recomendado para limos.

El valor de la cohesión es de 0.675 ton/m<sup>2</sup>. Obtenido del estudio de mecánica de suelos.

B es la base del muro, que es igual a 6.5 m. Y Pp es el empuje pasivo, que no se considerará para el cálculo.

Fr resulta de 15.92 ton.

Se revisa Fr/Fv, el cual debe ser mayor o igual a 1.5.

Fv es la suma de las fuerzas que provocan el deslizamiento, en este caso son el empuje activo y el empuje horizontal debido a la sobrecarga.  $Fv = 0.41 + 2.35 = 2.76$  ton.

$Fr / Fv = 5.76 > 1.5$  por lo tanto se acepta por deslizamiento.

Presión sobre el terreno:

Se determina con las fórmulas siguientes, e es la excentricidad generada por los momentos (se tomará el valor absoluto), M es la diferencia entre los momentos resistentes y los momentos actuantes, y V es el resultado de las fuerzas verticales.

Debido a que se toma un metro de muro, el área A es igual a la base del muro multiplicado por una unidad.

$$\sigma_m = \frac{V}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2}$$

$$M = \sum Mr - Mact$$

$$M = 94.80 + 2.08 - 7.33 - 0.48 = 89.07 \text{ ton m.}$$

$$V = 31.53 + 1.41 = 32.94 \text{ ton.}$$

$$A = 6.5 * 1 = 6.5 \text{ m}^2.$$

$$e = \left| 89.07/32.94 - 6.5/2 \right| = 0.5464 < B/6 \text{ se acepta}$$

$$\text{Presión max} = 32.94/6.5 \left[ 1 \pm 6 * 0.546/6.5 \right] = 7.62 \text{ y } 2.51 \text{ ton/m}^2$$

A continuación se recalculará la resistencia del suelo para las condiciones del muro, el cual tiene una base de 6.6 m, y su profundidad de desplante es 2 m a partir del nivel de terreno natural.

Estudio en  
el anexo A

Limo inorgánico de alta compresibilidad

c (ton/m <sup>2</sup> )	0.9	Nc	9.88
Df(m)	1.1	Nq	3.31
B(m)	1	N <sub>γ</sub>	0.77
γ(ton/m <sup>3</sup> )	1.37		
Φ grados	11.88		
Φ radianes	0.207		
qu(t/m <sup>2</sup> )	13.13		
q adm(t/m <sup>2</sup> )	4.38		

Utilizando la fórmula de Terzaghi se recalculará la resistencia última del suelo, con los nuevos datos.

$$q_{uz} = cN_c + \gamma DfN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

El resultado es  $q_u = 21.39 \text{ ton/m}^2$  , con un factor de seguridad de 3  $q$  admisible es  $7.13 \text{ ton/m}^2$ .

La presión máxima resultante fue de  $7.62 \text{ ton/m}^2$ , que es mayor que  $q_{adm}$ , a pesar de esto, es solo con una diferencia de un 6.9 %, lo cual es aceptable, por lo tanto se acepta.

A continuación se revisará el muro por cortante:

Se comparará el cortante último  $V_u$  contra  $V_r$ , para fuerzas que vienen tanto en dirección vertical en la plantilla como en dirección horizontal para el frente del muro.

En dirección vertical se multiplicará la presión total ejercida sobre el muro multiplicada por un factor de carga de 1.4. Esta presión es  $2350 \text{ kg}$  por cada metro de muro (la sobrecarga aplicada de manera puntual). Por lo anterior  $V_u = 3290 \text{ kg}$ .

El valor del  $V_r$  es igual al área resistente multiplicada por la resistencia al cortante del concreto en masa. El área resistente se obtiene con la altura de la plantilla, multiplicada por un metro de muro, equivale a  $6000 \text{ cm}^2$ , el cortante resistente se determina con la fórmula siguiente.

$$v_{cr} = 0.5 * F_c \sqrt{f * c}$$

Para un  $f'c$  de 200 kg/cm<sup>2</sup>, y con  $F_c$  de 0.8 (elementos sometidos a cortante),  
 $v_{cr} = 10.12 \text{ kg/cm}^2$ .

$$V_r = 6000 \text{ cm}^2 * 10.12 \text{ kg/cm}^2 = 30360 \text{ kg}$$

$V_r$  es mayor que  $V_u$ , por lo tanto un espesor de plantilla de 60 cm (el mínimo aceptable) es suficiente para resistir el esfuerzo debido al cortante.

Para el empuje horizontal se determina el espesor del muro a 1/3 de su altura, pues allí actúa la resultante del empuje. En este punto el muro tiene un espesor de 1.024 m, y el cortante máximo es de 2760 kg, ocasionado por el empuje y por la sobrecarga, el  $V_u$  en este caso será de 3864 kg. El área resistente es de 10241.38 cm<sup>2</sup>, así que  $V_r$  es igual a 51821.38 kg. Por lo tanto, se acepta ya que el cortante último es de tan solo 3864 kg.

El volumen de concreto ciclópeo requerido para el colado son 6.1 metros cúbicos por cada metro lineal de muro.

Se compararán las dimensiones del muro con la segunda propuesta, para encontrar la mejor solución.

### 5.3.2 Muro de concreto armado.

Para la construcción de este muro se utilizará concreto armado de  $f'c$  de 200 kg/cm<sup>2</sup>, el cual tiene un peso volumétrico de 2.4 ton/m<sup>3</sup>. Las dimensiones propuestas son como se muestran en la figura 5.3. Más adelante se revisará.

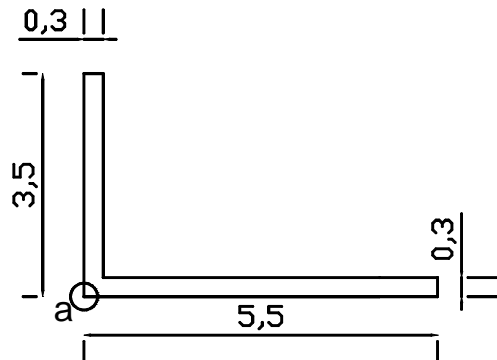


Figura 5.3 Dimensionamiento del muro de concreto armado (cotas en metros).

Para la determinación del empuje activo se utilizará la teoría de Rankine para suelos cohesivos y friccionantes.

Para asegurar la estabilidad el empuje pasivo no será considerado para este diseño.

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H \quad K_p = N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

El ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) es 11.88°, por lo que  $N_\phi = 1.5184$ .

El peso específico  $\gamma$  utilizado para el cálculo será el del estrato dos, el cual es de 1.37 ton/m<sup>3</sup>, y la altura H es de 3.5 El NAF (Nivel de aguas freáticas) existe por debajo de la base del muro, por lo cual no se considera para determinar el empuje. El empuje activo resulta de 0.41 toneladas.

A continuación se hace la suma de momentos resistentes, para esto se determina el área de un elemento de muro o de suelo, y se multiplicará por su peso específico, se mide la distancia de su centroide al punto (a), y se multiplica para obtener el momento resistente (se considera el punto (a) en el extremo izquierdo de la base del muro mostrado en la figura 5.3).

Area	dist x (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	Peso (ton)	Momento(ton.m)
0.96	0.15	2.40	2.30	0.35
1.65	2.75	2.40	3.96	10.89
16.64	2.90	1.05	17.52	50.81
		$\Sigma$	23.79	62.05

La suma de momentos resistentes es de 62.05 ton/m.

A continuación se calcularán los momentos actuantes.

a) Momento de volteo debido al empuje activo.

Es el momento ocasionado por el empuje de 0.41 toneladas, a una distancia de 1/3 de la altura total del muro, esta distancia es de 1.17 metros. El momento que resulta es de 0.48 ton m.

b) Momento de volteo por sobrecarga

Para calcularlo se utilizó el criterio que se muestra en el método semiempírico de Terzaghi. El suelo se clasificará dentro del grupo 4, debido a la falta de un estudio para este material, este tipo de suelo se considera desfavorable, su coeficiente C es igual a 1. La carga q es de 2.35 ton, la cual se considerará puntual, a 0.5 m de la corona, así que la fuerza P resulta el producto de q y C, resultando en 2.35 ton. La

altura a la que es aplicada se obtiene siguiendo una línea a  $45^\circ$  del punto de aplicación. Por trigonometría se ha determinado que el punto se encuentra a 3 metros de la base del muro.

Lo anterior genera un momento de 7.05 ton m.

También debe considerarse que esta sobrecarga generará una presión sobre la base del muro, esto provocará además de una fuerza vertical un momento resistente. La fuerza se distribuye en un ángulo de  $60^\circ$ , lo cual reparte la carga de 2.35 ton en 3.7 m, lo que resulta en una presión de 0.635 ton/m. La sobrecarga solo actúa en una distancia de 2.35 m, por lo que la fuerza resultante es de 1.49 ton, con su centroide a 1.4 metros del punto a. Lo anterior ocasiona un momento resistente de 2.09 ton m. La figura 5.4 ilustra cómo se reparte la fuerza.

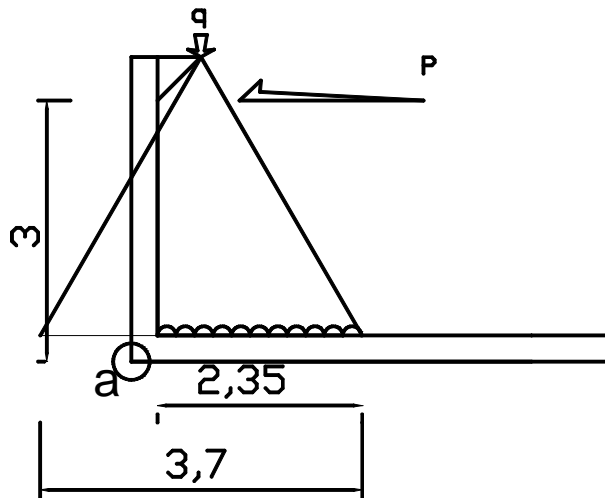


Figura 5.4 Efecto de una sobrecarga sobre el muro de contención (cotas en metros).



Seguridad al volteo:

Para esta revisión se deben dividir los momentos resistentes entre los momentos actuantes, la relación debe ser mayor a 1.5, de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1981).

$(62.05 + 2.09) / (0.48 + 7.05) = 8.51 > 1.5$  Por lo tanto el muro pasa la revisión por volteo.

Seguridad al deslizamiento:

Se revisará con la siguiente fórmula

$$Fr = Rtg\phi + cB + Pp$$

Siendo R la suma del peso total del muro, considerando el elemento estructural y el suelo, y la sobrecarga que actúa sobre este. Esto es  $23.79 + 1.490 = 25.28$  toneladas.

Tg $\phi$  se tomará de 0.35, recomendado para limos.

El valor de la cohesión es de 0.675 ton/m<sup>2</sup>. Obtenido del estudio de mecánica de suelos.

B es la base del muro, que es igual a 5.5 m. Y Pp es el empuje pasivo, que no se considerará para el cálculo.

Fr resulta de 12.56 ton.

Se revisa Fr/Fv, el cual debe ser mayor o igual a 1.5.

Fv es la suma de las fuerzas que provocan el deslizamiento, en este caso son el empuje activo y el empuje horizontal debido a la sobrecarga.  $F_v = 0.41 + 2.35 = 2.76$  ton.

$F_r / F_v = 4.545 > 1.5$  por lo tanto se acepta por deslizamiento.

Presión sobre el terreno:

Se determina con las fórmulas siguientes, e es la excentricidad generada por los momentos (se tomará el valor absoluto), M es la diferencia entre los momentos resistentes y los momentos actuantes, y V es el resultado de las fuerzas verticales.

Debido a que se toma un metro de muro, el área A es igual a la base del muro multiplicado por una unidad.

$$\sigma_m = \frac{V}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right] \quad e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} \quad M = \Sigma M_r - M_{act}$$

$$M = 62.05 + 2.09 - 7.05 - 0.48 = 56.61 \text{ ton m.}$$

$$V = 23.79 + 1.49 = 25.28 \text{ ton.}$$

$$A = 5.5 * 1 = 5.5 \text{ m}^2.$$

$$e = |56.61/25.28 - 5.5/2| = 0.511 < B/6 \text{ se acepta}$$

$$\text{presión max} = 25.28/5.5 [1 \pm 6*0.511/5.5] = 7.16 \text{ y } 2.04 \text{ ton/m}^2$$

A continuación se recalculará la resistencia del suelo para las condiciones del muro, el cual tiene una base de 5.5 m, y su profundidad de desplante es 2 m a partir del nivel de terreno natural.

Estudio en  
el anexo A

Limo inorgánico de alta compresibilidad

c (ton/m <sup>2</sup> )	0.9	N <sub>c</sub>	9.88
D <sub>f</sub> (m)	1.1	N <sub>q</sub>	3.31
B(m)	1	N <sub>γ</sub>	0.77
γ(ton/m <sup>3</sup> )	1.37		
Φ grados	11.88		
Φ radianes	0.207		
q <sub>u</sub> (t/m <sup>2</sup> )	13.13		
q adm(t/m <sup>2</sup> )	4.38		

Utilizando la fórmula de Terzaghi se recalculará la resistencia última del suelo, con los nuevos datos.

$$q_{u} = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

El resultado es q<sub>u</sub> = 20.86 ton/m<sup>2</sup>, con un factor de seguridad de 3 q admisible es 6.95 ton/m<sup>2</sup>.

La presión máxima resultante fue de 7.16 ton/m<sup>2</sup>, que es mayor que q<sub>adm</sub>, esto es solo con una diferencia de 2.91%, que es tolerable dados los factores de seguridad utilizados, por lo tanto se acepta.

A continuación se revisará el muro por momento y cortante:

El frente del muro se diseñará como una losa en voladizo, revisando una sección de 1 metro de longitud.

El análisis de cargas en el programa SAP2000 arrojó un momento máximo de 6.7 ton m y un cortante máximo de 2.76 ton. Aplicando un factor de carga de 1.4 se obtendrán los valores de momento y cortante últimos, que son 9.38 ton m y 3.87 ton respectivamente.

Tomando h como el peralte de la losa, con un recubrimiento de 5 cm, utilizado para elementos en contacto directo con el suelo, por lo que el peralte efectivo d resulta de 25 cm, y se tomarán solo 100 cm de base para el diseño.

Se obtendrá el área de acero necesaria utilizando la fórmula descrita anteriormente (5.2).

$$A_s = \frac{f''c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{Frbd^2f''c}} \right] bd$$

El área de acero requerida del lado del trasdós es de 10.63 cm<sup>2</sup>. Se comparará con el área de acero mínima, que de acuerdo al reglamento es 0.002\*b\*d, lo que resulta en 5 cm<sup>2</sup>.

Si se utilizan varillas del número 6 se requiere que la separación sea de 26.82 cm, por lo cual se pondrán a cada 25.

Del lado del alzado se puede colocar el acero mínimo, se colocarán varillas del número 4 a cada 25 cm.

El cortante resistente se calculará con la fórmula siguiente, que es aplicable cuando  $p$  sea menor a 0.015, y ya que el  $p$  es 0.0045 la condición se cumple.

$$V_{cr} = FRbd(0.2 + 20p)\sqrt{f * c}$$

$V_{cr}$  resulta igual a 7367.03 kg, y  $V_u$  de 3869.04 kg, así que se acepta.

La plantilla del muro se diseñará con el siguiente criterio:

El peralte mínimo se calculará con la fórmula siguiente.

$$d > q_u * l / (v_{cr} + q_u)$$

Donde:

$$l = B - c$$

Considerando  $B$  como la base y  $c$  la corona del muro.

La resistencia  $v_{cr}$  se encontrará con la fórmula:

$$v_{cr} = 0.5 * F_c \sqrt{f * c}$$

Para encontrar  $q_u$  se determina la sobrecarga total, multiplicándola por el factor de carga 1.4, para posteriormente dividir entre la base del muro (esto para una unidad de muro). Se calcula  $q_u$ , el resultado es 0.6 ton/m<sup>2</sup>.

Vcr resulta de 5.06 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que el valor de d debe ser tan solo 6 cm, debido a que el peralte elegido anteriormente es de 25 cm, con 5 cm de recubrimiento, quedando el peralte efectivo de 30 cm, se acepta.

A continuación se hace la revisión por momento flexionante.

El momento último se determinará de la siguiente manera:

$$Mu = \frac{qubl'^2}{2}$$

Donde:

$$l' = l + c/4$$

El valor de Mu es 8.322 ton.m.

Utilizando la fórmula antes mencionada se encuentra el área de acero.

$$As = \frac{f''c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{Frbd^2f''c}} \right] bd$$

As resulta de 9.346 cm<sup>2</sup>, lo cual es mayor que el área de acero mínimo (5.87 cm<sup>2</sup>). También se debe comparar con la cantidad de acero mínimo por temperatura.

$$Ast = \frac{660x1 * 1.5 * b}{fy(x1 + 100)}$$

Donde x1 es el peralte efectivo en el elemento de concreto.

Ast es igual a 5.44 cm<sup>2</sup>

Por lo tanto se diseñará con un área de acero de 9.34 cm<sup>2</sup>.

Colocando varilla del número 6 se requiere una separación de 30.5 cm, redondeado a 30 cm. La separación mínima es 6 cm, y la separación máxima permitida es de 50 cm, por lo que se acepta.

Las varillas que refuerzan el trasdós en el muro deben ser continuas a través de la plantilla del muro en por lo menos 40 veces el diámetro de la varilla, esto para asegurar que el acero desarrolle toda su resistencia. De la misma manera, las varillas que reforzarán la plantilla deberán tener un doblado con una longitud equivalente a 40 veces su diámetro.

El volumen de concreto armado requerido para el colado son 2.6 metros cúbicos por cada metro lineal de muro.

#### **5.4 Drenaje.**

Se debe considerar para ambos muros un drenaje adecuado, pues la acumulación de agua ocasionaría un empuje importante.

Para esto se logrará con un tubo de drenaje de pie, de la siguiente forma:

Se colocará un dren de grava triturada de 30 cm a lo largo de todo el muro de contención, a través de toda la altura del mismo, como se muestra en la figura 2.19a. En la base de este dren de grava se colocará tubo perforado, con las perforaciones a cada 10 cm, orientadas hacia arriba, teniendo el tubo un diámetro de 150 mm, el

tubo debe llevar una pendiente del 2%, con el fin de guiar el agua hacia el muro noreste del terreno. En ese muro se colocarán tubos de drenaje de 150 mm a cada 2 metros, que llevaran el agua a la calle, para así evitar que esta se acumule en el suelo.

Los detalles del drenaje se apreciarán más claramente en el plano de construcción, en el anexo.



## 5.5 Interpretación de resultados.

El diseño anterior permitió hacer un análisis comparativo de los dos muros, a continuación se muestran los más significativos, los cuales han llevado a considerar otra solución.

El volumen de concreto ciclópeo requerido para el colado 6.1 m<sup>3</sup> para el muro de gravedad y 2.6 m<sup>3</sup> de concreto armado para el segundo muro.

La base del muro de gravedad es de 6.5 m, y para el muro armado serán 5.5 m. Esto debido a la pobre resistencia del suelo.

El muro de concreto armado resulto considerablemente más práctico, pues sus dimensiones son menores, lo que resulta en menos volumen de obra, y por lo tanto menores costos. A pesar de lo anterior, el área de suelo que ocupan ambos muros es muy grande, comparada con el tamaño del terreno, y de la estructura que se planea construir sobre él.

A continuación se creará una tercera propuesta, en la cual se diseñará un muro de concreto armado, y se propondrá un mejoramiento de suelo, ya que la sobrecarga aplicada al muro no puede ser cambiada.

## 5.6 Revisión de muro de concreto armado.

El diseño de este muro será similar al diseñado anteriormente. Para poder reducir las dimensiones del muro, se propone un mejoramiento de suelo, de tal forma que la resistencia admisible sea de al menos 10 ton/m<sup>2</sup> a una profundidad de 1.5 m bajo el nivel del terreno natural, lo cual será una profundidad de 3.5 m después de haberse construido el muro y nivelado el terreno. Para la construcción de este muro se utilizará concreto armado de  $f'c$  de 200 kg/cm<sup>2</sup>, el cual tiene un peso volumétrico de 2.4 ton/m<sup>3</sup>. Las dimensiones propuestas son como se muestran en la figura 5.5. Más adelante se revisará.

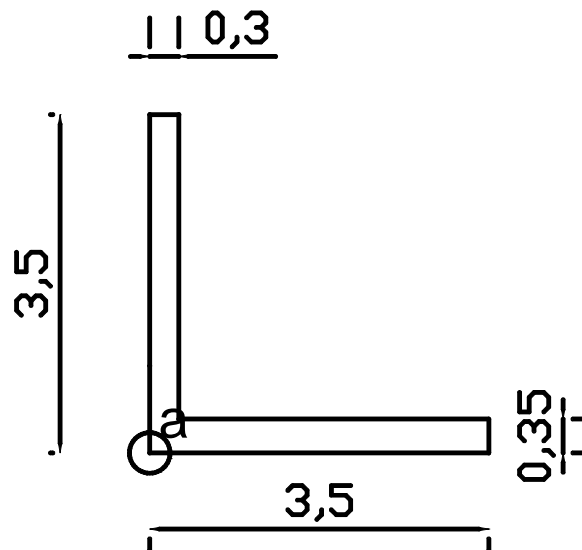


Figura 5.5 Dimensionamiento del muro de concreto armado (cotas en metros).

Para la determinación del empuje activo se utilizara la teoría de Rankine para suelos cohesivos y friccionantes.

Para asegurar la estabilidad el empuje pasivo no será considerado para este diseño.

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} H \quad K_p = N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

El ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) es 11.88°, por lo que  $N_\phi = 1.5184$ .

El peso específico  $\gamma$  utilizado para el cálculo será el del estrato dos, el cual es de 1.37 ton/m<sup>3</sup>, y la altura H es de 3.5. El NAF (Nivel de aguas freáticas) existe por debajo de la base del muro, por lo cual no se considera para determinar el empuje. El empuje activo resulta de 0.41 toneladas.

A continuación se hace la suma de momentos resistentes, para esto se determina el área de un elemento de muro o de suelo, y se multiplicará por su peso específico, se mide la distancia de su centroide al punto (a), y se multiplica para obtener el momento resistente (se considera el punto (a) en el extremo izquierdo de la base del muro mostrado en la figura 5.5).

Area	dist x (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	Peso (ton)	Momento(ton.m)
0.945	0.15	2.40	2.27	0.34
1.225	1.75	2.40	2.94	5.15
10.08	1.90	1.05	10.61	20.17
		$\Sigma$	15.82	25.65

La suma de momentos resistentes es de 25.65 ton/m.

A continuación se calcularán los momentos actuantes.

a) Momento de volteo debido al empuje activo.

Es el momento ocasionado por el empuje de 0.41 toneladas, a una distancia de  $\frac{1}{3}$  de la altura total del muro, esta distancia es de 1.17 metros. El momento que resulta es de 0.48 ton m.

b) Momento de volteo por sobrecarga

Para calcularlo se utilizó el criterio que se muestra en el método semiempírico de Terzaghi. El suelo se clasificará dentro del grupo 4, debido a la falta de un estudio para este material, este tipo de suelo se considera desfavorable, su coeficiente C es igual a 1. La carga q es de 2.35 ton, a 0.5 m de la corona, la cual se considerará puntual, así que la fuerza P resulta el producto de q y C, resultando en 2.35 ton. La altura a la que es aplicada se obtiene siguiendo una línea a  $45^\circ$  de el punto de aplicación. Por trigonometría se ha determinado que el punto se encuentra a 3 metros de la base del muro.

Lo anterior genera un momento de 7.05 ton m.

También debe considerarse que esta sobrecarga generará una presión sobre la base del muro, esto provocará además de una fuerza vertical un momento resistente.

La fuerza se distribuye en un ángulo de  $60^\circ$ , lo cual reparte la carga de 2.35 ton en 3.64 m, lo que resulta en una presión de 0.646 ton/m. La sobrecarga solo actúa en una distancia de 2.32 m, por lo que la fuerza resultante es de 1.5 ton, con su centroide a 1.40 metros del punto a. Lo anterior ocasiona un momento resistente de 2.10 ton m. Lo anterior se muestra en la figura 5.6.

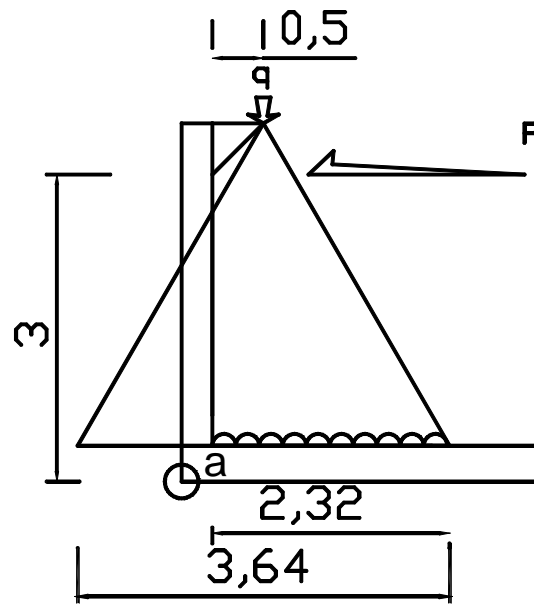


Figura 5.6 Efecto de una sobrecarga sobre el muro de contención (cotas en metros).

Seguridad al volteo:

Para esta revisión se deben dividir los momentos resistentes entre los momentos actuantes, la relación debe ser mayor a 1.5, de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1981).

$(25.65 + 2.10) / (0.48 + 7.05) = 3.68 > 1.5$  Por lo tanto el muro pasa la revisión por volteo.

Seguridad al deslizamiento:

Se revisará con la siguiente fórmula

$$Fr = Rtg\phi + cB + Pp$$

Siendo R la suma del peso total del muro, considerando el elemento estructural y el suelo, y la sobrecarga que actúa sobre este. Esto es  $15.82 + 1.50 = 17.32$  toneladas.

$Tg\phi$  se tomará de 0.35, recomendado para limos.

El valor de la cohesión es de 0.675 ton/m<sup>2</sup>. Obtenido del estudio de mecánica de suelos.

B es la base del muro, que es igual a 3.5 m. Y Pp es el empuje pasivo, que no se considerará para el cálculo.

Fr resulta de 8.42 ton.

Se revisa Fr/Fv, el cual debe ser mayor o igual a 1.5.

Fv es la suma de las fuerzas que provocan el deslizamiento, en este caso son el empuje activo y el empuje horizontal debido a la sobrecarga.  $Fv = 0.41 + 2.35 = 2.76$  ton.

$Fr / Fv = 3.048 > 1.5$  por lo tanto se acepta por deslizamiento.

Presión sobre el terreno:

Se determina con las fórmulas siguientes, e es la excentricidad generada por los momentos (se tomará el valor absoluto), M es la diferencia entre los momentos resistentes y los momentos actuantes, y V es el resultado de las fuerzas verticales.

Debido a que se toma un metro de muro, el área A es igual a la base del muro multiplicado por una unidad.

$$\sigma_m = \frac{V}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2}$$

$$M = \Sigma Mr - M_{act}$$

$$M = 25.65 + 2.10 - 7.05 - 0.48 = 20.22 \text{ ton m.}$$

$$V = 15.82 + 1.50 = 17.32 \text{ ton.}$$

$$A = 3.5 * 1 = 3.5 \text{ m}^2.$$

$$e = \left| 20.22/17.32 - 3.5/2 \right| = 0.583 = B/6 \text{ se acepta} \quad B/6 = 0.583$$

$$\text{presión max y min} = 17.32/3.5 \left[ 1 \pm 6*0.583/3.5 \right] = 9.89 \text{ y } 0.005 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad de carga propuesta fue de 10 ton/m<sup>2</sup>, por lo tanto la propuesta se acepta.

A continuación se revisará el muro por momento y cortante:

El frente del muro se diseñará como una losa en voladizo, revisando una sección de 1 metro de longitud.

El análisis de cargas en el programa SAP2000 arrojó un momento máximo de 6.57 ton m y un cortante máximo de 2.76 ton. Aplicando un factor de carga de 1.4 se obtendrán los valores de momento y cortante últimos, que son 9.19 ton m y 3.87 ton respectivamente.

Tomando h como el peralte de la losa, con un recubrimiento de 5 cm, utilizado para elementos en contacto directo con el suelo, por lo que el peralte efectivo resulta de 25 cm, y se tomarán solo 100 cm de base para el diseño.

Se obtendrá el área de acero necesaria utilizando la fórmula descrita anteriormente (5.2).

$$A_s = \frac{f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2 f'_c}} \right] bd$$

El área de acero requerida del lado del trasdós es de 9.46 cm<sup>2</sup>. Se comparará con el área de acero mínima, que de acuerdo al reglamento es 0.002\*b\*d, lo que resulta en 5 cm<sup>2</sup>.

Si se utilizan varillas del número 6 se requiere que la separación sea de 27.42 cm, se usara una separación de 20 cm, con el fin hacerlo coincidir con el acero mínimo requerido por la plantilla, tendrán un recubrimiento de 5 cm.

Del lado del alzado se utilizará el acero mínimo, se colocarán varillas del número 5 a cada 35 cm.

El cortante resistente se calculará con la fórmula siguiente, que es aplicable cuando  $\rho$  sea menor a 0.015, y ya que el  $\rho$  es 0.0041 la condición se cumple.

$$V_{cr} = FRbd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'_c}$$

$V_{cr}$  resulta igual a 7943.87 kg, y  $V_u$  de 3869 kg, así que se acepta.

La plantilla del muro se diseñará con el siguiente criterio:

El peralte mínimo se calculará con la fórmula siguiente.

$$d > q_u * l / (v_{cr} + q_u)$$



Donde:

$$l = B - c$$

Considerando B como la base y c la corona del muro.

La resistencia vcr se encontrará con la fórmula:

$$vcr = 0.5 * Fc \sqrt{f * c}$$

Para encontrar qu se revisa la carga total que descarga al muro, multiplicándola por el factor de carga 1.4, para posteriormente dividir entre la base del muro (esto para una unidad de muro). Se calcula qu, el resultado es 0.67 ton/m2.

Vcr resulta de 5.06 kg/cm2, por lo que el valor de d debe ser 0.058 m, el peralte de 0.35 m propuesto para la plantilla cumple con el mínimo requerido, considerando 5 cm de recubrimiento. La revisión por cortante se mostrará a continuación.

$$Vr > Vu$$

Donde:

$$Vu \text{ (c último)} = (\text{Descarga sobre el muro} * F \text{ de carga}) = 2350 \text{ kg} * 1.4 = 3290 \text{ kg}$$

$$Vr \text{ (c resistente)} = (\text{Peralte efectivo} * \text{Unidad lineal} * vcr) = 30 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * 5.06 \text{ kg/cm}^2 \\ = 15178 \text{ kg}$$

Cumple por cortante.

Se procede con la revisión por momento flexionante.

El momento último se determinará de la siguiente manera:

$$Mu = \frac{qubl^2}{2}$$

Donde:

$$l' = l + c/4$$

El valor de Mu es 5.04 ton.m.

Utilizando la fórmula antes mencionada se encuentra el área de acero.

$$As = \frac{f''c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{Frbd^2f''c}} \right] bd$$

As resulta de 7.071 cm<sup>2</sup>, lo cual es el área de acero mínimo, pues ésta resultó mayor que el acero requerido por momento. También se debe comparar con la cantidad de acero mínimo por cambios volumétricos por temperatura.

$$Ast = \frac{660x1 * 1.5 * b}{fy(x1 + 100)}$$

Donde x1 es el peralte efectivo en el elemento de concreto.

Ast es igual a 6.11 cm<sup>2</sup>

Por lo tanto se diseñará con un área de acero de 7.071 cm<sup>2</sup>.

Colocando varilla del número 6 se requiere una separación de 40.31 cm, redondeado a 40 cm. La separación mínima es 6 cm, y la separación máxima es 50 cm, por lo tanto esta solución se acepta.

Las varillas que refuerzan el trasdós en el muro deben ser continuas a través de la plantilla del muro en por lo menos 40 veces el diámetro de la varilla, esto para asegurar que el acero desarrolle toda su resistencia. De la misma manera, las varillas que reforzarán la plantilla deberán tener un doblado con una longitud equivalente a 40 veces su diámetro.

El volumen de concreto armado requerido para el colado son 2.17 metros cúbicos.

Para el drenaje del muro se usará el mismo criterio que en las propuestas anteriores. Se representará también en el plano constructivo en el anexo (b).

### **5.7 Análisis de resultados para la nueva propuesta.**

A continuación se analizarán los datos obtenidos en esta tercera propuesta:

Las dimensiones del muro son las que se mostraron en la figura 6.1, considerando así una base de 3.5 m, y una plantilla de 0.35 m de altura. Si se compara con las dimensiones resultantes de la segunda propuesta, que fue también de un muro de concreto armado, estas fueron 5.5 m y 0.30 m respectivamente. Lo

cual representa una reducción importante, no solo para el volumen de concreto, pues también se traduce en área de despalme, volumen de excavación, relleno y compactación.

Se presentan a continuación los volúmenes de obra que corresponderán al muro de contención que resulto más favorable, estos se obtuvieron con apoyo del programa Autocad2008 y basándose en el perfil del terreno proporcionado en el estudio de mecánica de suelos (Anexo a).

El área de despilme es de 5.75 m<sup>2</sup> por cada metro de muro.

El volumen de excavación requerido para el muro es de 9.45 m<sup>3</sup> por cada metro lineal de muro.

El volumen de relleno y compactación es de 7.68 m<sup>3</sup> de material de excavación por cada metro lineal de muro, esto para igualar el nivel de terreno existente antes de la construcción del muro. Adicionalmente se requerirá 5.02 m<sup>3</sup> de material de banco para alcanzar el nivel de terreno requerido para la construcción de la bodega de llantas.

## CONCLUSIONES

Para el presente trabajo se han analizado dos posibles opciones para un problema propuesto, el cual es determinar la solución más adecuada para contener un talud en un terreno sobre el cual se planea construir una bodega de llantas.

Las opciones a analizar fueron un muro de gravedad y uno de concreto armado. Durante el análisis se pudo observar que el problema más importante a librar fue la poca resistencia del suelo, ya que el estudio determinó que este tiene una resistencia de tan solo 4.38 ton/m<sup>2</sup>, lo que obliga a hacer un muro más ancho. Este ha sido el factor determinante para el tipo de muro a elegir.

Un muro de gravedad requiere mayor peralte en su plantilla, debido a esto su peso tiende a ser mayor, por lo que su base también requiere ser incrementada, por lo tanto el volumen de excavación y relleno es mayor.

Se puede destacar una ventaja en la construcción de un muro de gravedad respecto al muro de concreto armado, y es que el costo por metro cubico es menor, así como su colocación, pues no requiere de un armado. A pesar de esto el muro de gravedad resultó en un 78 % más de volumen que el muro armado.

En base a lo anterior se responde la pregunta de investigación:

¿Cuál es la estructura más conveniente para resolver los problemas de empuje presentes?

La estructura más conveniente ha resultado ser un muro de concreto armado, pues resulta en menos volúmenes de obra, así como menores costos.

A pesar de que la pregunta de investigación fue resuelta, el resultado no fue del todo satisfactorio, ya que el muro elegido tiene dimensiones demasiado grandes, que no son prácticas para el tamaño del terreno, o para el proyecto estructural que se requiere.

Debido a esto se realizó una tercera propuesta, proponiendo un mejoramiento de suelo. Esto mejoró considerablemente las dimensiones del muro, haciéndolo más viable.

Gracias a la experiencia anterior, se pudo concluir que el tipo de muro más adecuado depende de las condiciones específicas de cada caso, pues cada uno tiene ventajas y desventajas únicas. Para este caso particular, la pobre capacidad de carga del terreno obligó a usar un muro más ligero (además de mejorar el suelo). En cambio, cuando la capacidad de carga, y el espacio no son un problema, un muro de gravedad resulta conveniente, pues es más económico.

## BIBLIOGRAFÍA

Barros Pena, José. (1974)

Muros de contención.

EDICIONES ceac, Barcelona, España.

Comisión Federal de Electricidad. (1981)

Manual de Diseño de Obras Civiles.

CFE. México.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols. (2005)

Metodología de la Investigación.

Ed. McGraw-Hill. México.

Juárez Badillo, Eulalio (1979)

Mecánica de Suelos Tomo II, Teoría y aplicación de la mecánica de suelos.

Editorial Limusa. México.

Mendieta Alatorre (2005)

Métodos de investigación y manual académico.

Ed. Porrúa. México.

Tamayo y Tamayo, Mario. (2000)

El proceso de la investigación científica.

Ed. Limusa. México.

Otras fuentes de información:

[http://oa.upm.es/1169/1/GONZALO\\_ANDRES\\_JARA\\_MORI.pdf](http://oa.upm.es/1169/1/GONZALO_ANDRES_JARA_MORI.pdf)

<http://www.cricyt.edu.ar/lahv/xoops/html/modules/wordbook/entry.php?entryID=35213>

<http://www.cricyt.edu.ar/lahv/xoops/html/modules/wordbook/entry.php?entryID=35213>

<http://www.mitecnologico.com/Main/MamposteriaYConcretoArmado>

<http://www.mitecnologico.com/ic/Main/Aglomerantes>

[http://www.superbloque.com/media/docs/info\\_tecnica/conceptos.pdf](http://www.superbloque.com/media/docs/info_tecnica/conceptos.pdf)

[http://es.wikipedia.org/wiki/Muro\\_de\\_contenci%C3%B3n](http://es.wikipedia.org/wiki/Muro_de_contenci%C3%B3n)

[http://www.construmatica.com/construpedia/Construcci%C3%B3n\\_de\\_un\\_Muro\\_de\\_Contenci%C3%B3n](http://www.construmatica.com/construpedia/Construcci%C3%B3n_de_un_Muro_de_Contenci%C3%B3n)

<http://www.scribd.com/doc/20602720/Muros-de-Contencion>

<http://www.arcotecho.com.mx/folleto.html>



## **ANEXO A**

### **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**



200 años de Independencia, 100 años de Revolución Mexicana.

ING. MIGUEL RUÍZ DÍAZ  
DIR. GRAL. CONSTRUCTORA RUIZ ALLENDE S.A. DE C.V.  
ING. HUGO A. SILVA M.  
GERENTE MICHOACÁN.  
P R E S E N T E.

ASUNTO: Informe Preliminar Geotécnico.

Por medio del presente y antecediendo un cordial y afectuoso saludo, me permito hacer entrega del informe PRELIMINAR de geotecnia, división mecánica de suelos, solicitado por usted y en relación al "Proyecto de Construcción de Nave Industrial para Bodega de Llantas", la cual se ubicará en esta ciudad de Uruapan, Michoacán.

Entregando como informe preliminar los resultados obtenidos de los ensaye de Triaxial Rápida, y Consolidación Unidimensional, realizados a las muestras alteradas obtenidas de cada uno de los sondeos realizados en este estudio.

LA ESTRATIGRAFÍA DE LOS SONDEOS REALIZADOS PARA EL ESTUDIO GEOTECNICO, SE DESCRIBE A CONTINUACION:

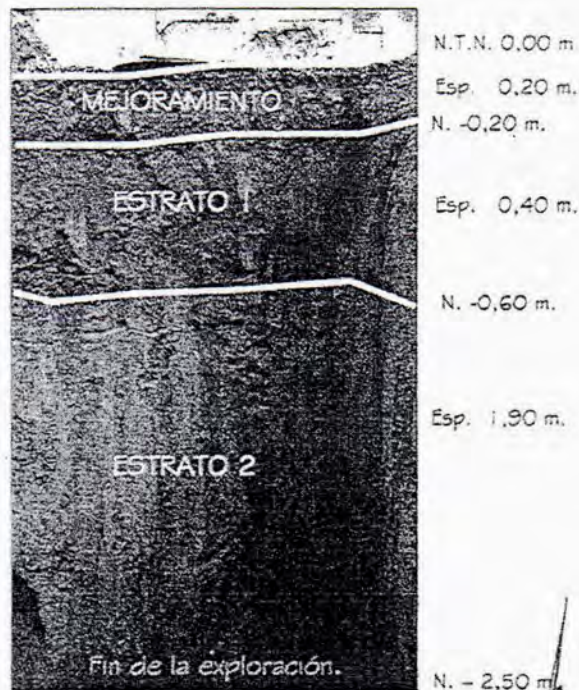
POZO A CIELO ABIERTO No. 1

Mejoramiento: Capa superficial de mejoramiento, conformada por material de tipo balaste, actualmente aloja la capa vegetal, espesor promedio de 20 cm.

Estrato uno: Material fino de tipo limoso de color café oscuro, de consistencia suave, este estrato se encontró con un espesor promedio 0,40 m.

Estrato dos: Material fino de tipo limoso color café rojizo, de consistencia suave, este estrato se encontró con un espesor promedio de 1,90 m.

Fin del sondeo 2,50 m. extracción de muestra inalterada a 1,50 m. No se encontró el nivel de aguas freáticas a esta profundidad.



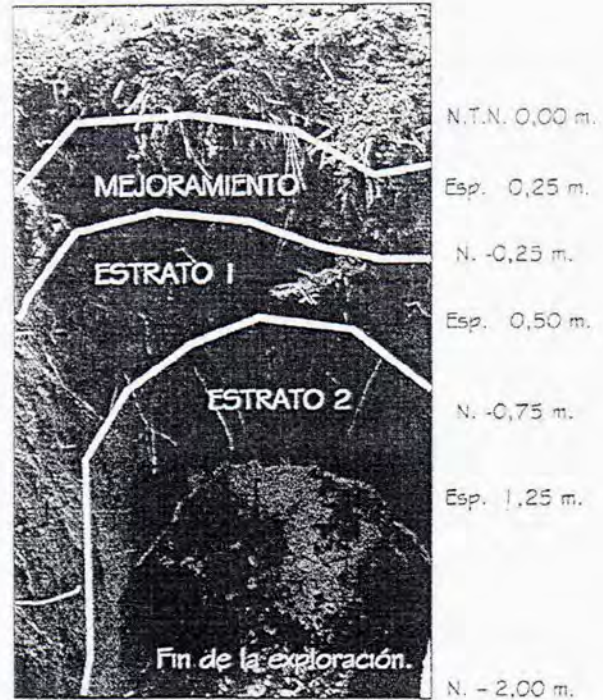
POZO A CIELO ABIERTO No. 2

Mejoramiento: Capa superficial de mejoramiento, conformada por material de tipo balaste, actualmente aloja la capa vegetal, espesor promedio de 25 cm.

Estrato uno: Material fino de tipo limoso de color café oscuro, de consistencia suave, este estrato se encontró con un espesor promedio 0,50 m.

Estrato dos: Material fino de tipo limoso color café rojizo, de consistencia suave, este estrato se encontró con un espesor promedio de 1,25 m.

Fin del sondeo 2,00 m, extracción de muestra inalterada a 1,10 m. Nivel de aguas freáticas a 1,50 m de profundidad.



DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN CAMPO UTILIZANDO EL PENETRÓMETRO DE BOLSILLO.

En campo, se determino la capacidad de carga por medio de la utilización del penetrometro de bolsillo, el cual determina de forma rápida una relativa capacidad de carga sin confinar de cada uno de los estratos encontrados, a continuación presentamos las lecturas obtenidas y los resultados obtenidos en de este ensaye.

Bordeo uno:

SONDEO	ESTRATO	ESPESOR DEL ESTRATO (CM)	DESCRIPCION OCULAR DEL ESTRATO	LECTURAS OBTENIDAS Mpa					Q total MPa	Q total ksj/cm²	Q asim ton/m²
				0 25	0 30	0 30	0 25	0 25			
S1	EST. 1	40	MATERIAL FINO DE TIPO LIMOSO DE COLOR CAFÉ OSCURO	0 25	0 30	0 30	0 25	0 25	0 270	2 75	9,18
	EST. 2	90	MATERIAL ARENO LIMOSO DE COLOR CAFÉ ROJIZO	0 10	0 10	0 10	0 20	0 10	0 120	2	4,08

Nota: las 9.00 ton/m² que se presenta en el estrato uno de este sondeo, pueden ser debido a proceso de compactación realizado durante el periodo de tipo donde esta zona se utilizaba para tránsito y estacionamiento de vehículos.



Sondeo dos:

SONDEO	ESTRATO	ESPESOR DEL ESTRATO (CM)	DESCRIPCIÓN OCULAR DEL ESTRATO	LECTURAS OBTENIDAS Mpa					Q total MPa	Q total kg/cm <sup>2</sup>	Q adm ton/m <sup>2</sup>
				0.10	0.10	0.15	0.10	0.15			
S2	EST-1	50	MATERIAL FINO DE TIPO LIMOSO DE COLOR CAFÉ OSCURO	0.10	0.10	0.15	0.10	0.15	0.120	1.22	4.08
	EST-2	25	MATERIAL ARENO LIMOSO DE COLOR CAFÉ ROJIZO	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.100	1.0	3.40

**CAPACIDADES DE CARGA A LAS PROFUNDIDADES DE EXTRACCIÓN DE LAS MUESTRAS.**

En base al ensaye de compresión Triaxial Rápida, tenemos las siguientes capacidades admisibles:

Sondeo Uno, Estrato Dos a una profundidad de 1.50 m, a partir del nivel de terreno natural actual:

Capacidad de carga según Terzaghi.			
Datos requeridos		factores:	
C (ton/m <sup>2</sup> ) =	1.120	N <sub>c</sub> =	9.88
D <sub>f</sub> (mt) =	1.50	N <sub>q</sub> =	3.31
B (Mt) =	1.00	N <sub>γ</sub> =	0.77
γ (ton/m <sup>3</sup> ) =	1.110		
φ Grados =	13.14	Cálc. basados resultados de Prueba Triaxial	
φ Radian =	0.229		
Capacidad de carga obtenida:			
qu =	17.00	Ton/m <sup>2</sup>	
qadm = qu/3 =	5.67	Ton/m <sup>2</sup>	Admisible

Sondeo Dos, Estrato Dos a una profundidad de 1.10 m, a partir del nivel de terreno natural actual:

Capacidad de carga según Terzaghi.			
Datos requeridos		factores:	
C (ton/m <sup>2</sup> ) =	0.900	N <sub>c</sub> =	9.22
D <sub>f</sub> (mt) =	1.10	N <sub>q</sub> =	2.94
B (Mt) =	1.00	N <sub>γ</sub> =	0.58
γ (ton/m <sup>3</sup> ) =	1.370		
φ Grados =	11.88	Cálc. basados resultados de Prueba Triaxial	
φ Radian =	0.207		
Capacidad de carga obtenida:			
qu =	13.13	Ton/m <sup>2</sup>	
qadm = qu/3 =	4.38	Ton/m <sup>2</sup>	Admisible

*[Handwritten signature]*





### 9.- OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES PRELIMINARES

- a) Respecto a la carga admisible del sondeo uno, estrato dos encontrado el cual es un limo Inorgánico de Alta Compresibilidad, a una profundidad de 1,50 m a partir del nivel de terreno natural actual del predio; de la prueba de compresión Triaxial rápida tenemos: Carga admisible de 5,67 Ton/m<sup>2</sup>. (Cinco coma sesenta y siete toneladas por metro cuadrado), de la prueba de Consolidación Unidimensional tenemos una carga de preconsolidación de 11,00 Ton/m<sup>2</sup>. (Once coma cero toneladas por metro cuadrado), a la misma profundidad de 1,50 m.; por lo tanto, concluimos que para en estrato uno recomendamos una capacidad de carga admisible de 7,00 Ton/m<sup>2</sup>. (Siete toneladas por metro cuadrado).
  
- b) Respecto a la carga admisible del sondeo dos, estrato dos encontrado el cual es un limo Inorgánico de Alta Compresibilidad, a una profundidad de 1,10 m a partir del nivel de terreno natural actual del predio; de la prueba de compresión Triaxial rápida tenemos: Carga admisible de 4,38 Ton/m<sup>2</sup>. (Cuatro coma treinta y ocho toneladas por metro cuadrado), de la prueba de Consolidación Unidimensional tenemos una carga de preconsolidación de 11,00 Ton/m<sup>2</sup>. (Once coma cero toneladas por metro cuadrado), a la misma profundidad de 1,10 m.; por lo tanto, concluimos que para en estrato uno recomendamos una capacidad de carga admisible de 5,00 Ton/m<sup>2</sup>. (Cinco toneladas por metro cuadrado).

Sin otro por el momento quedo de usted como amigo y seguro servidor; estamos a sus órdenes para cualquier duda o aclaración al respecto.

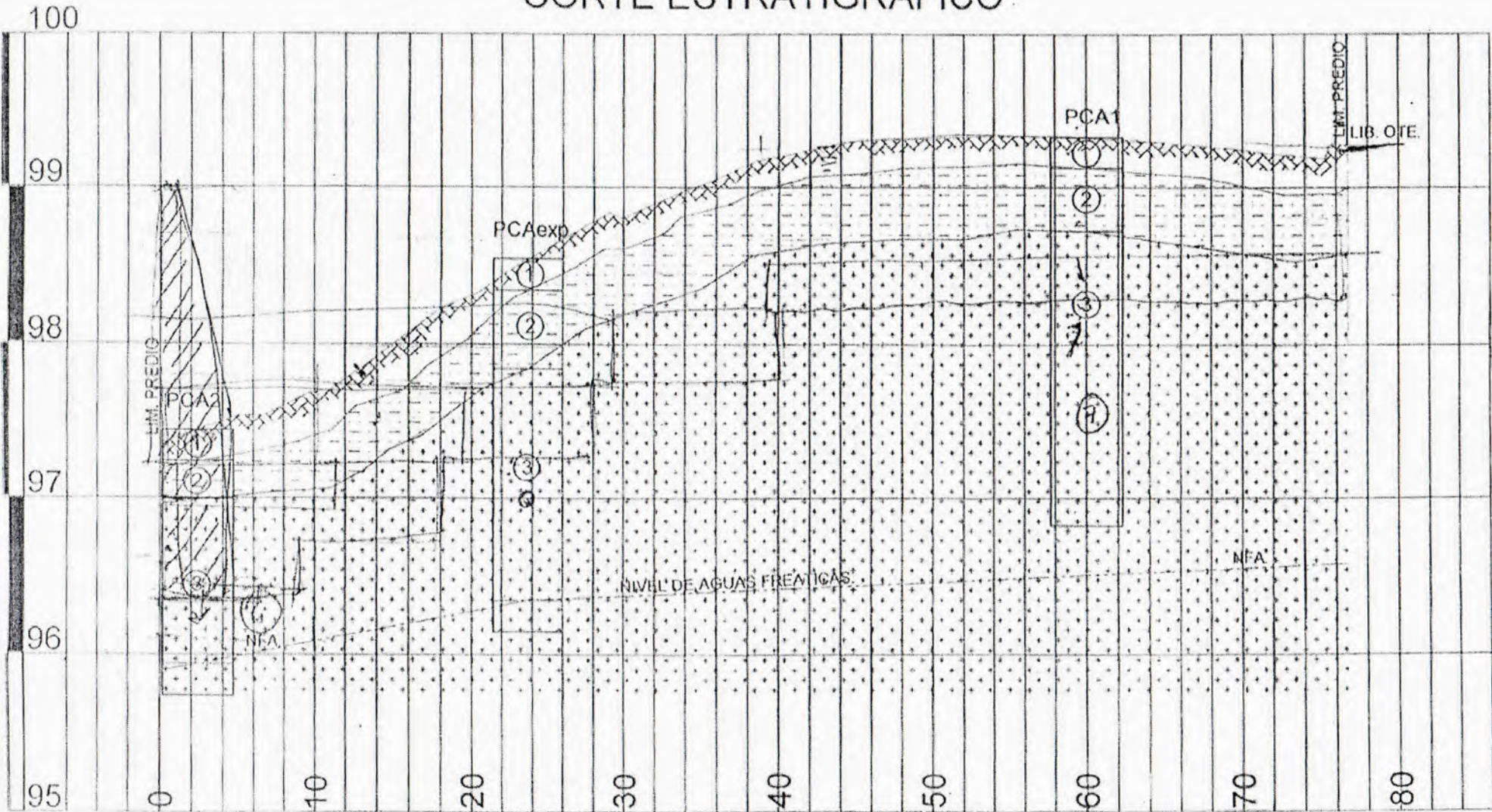
Uruapan, Michoacán, 05 de Agosto de 2010.

ATENTAMENTE.

MI. ESTEBAN BRITO CHÁVEZ.

*Geotecnista, Estructurista y Constructor.*

# CORTE ESTRATIGRAFICO

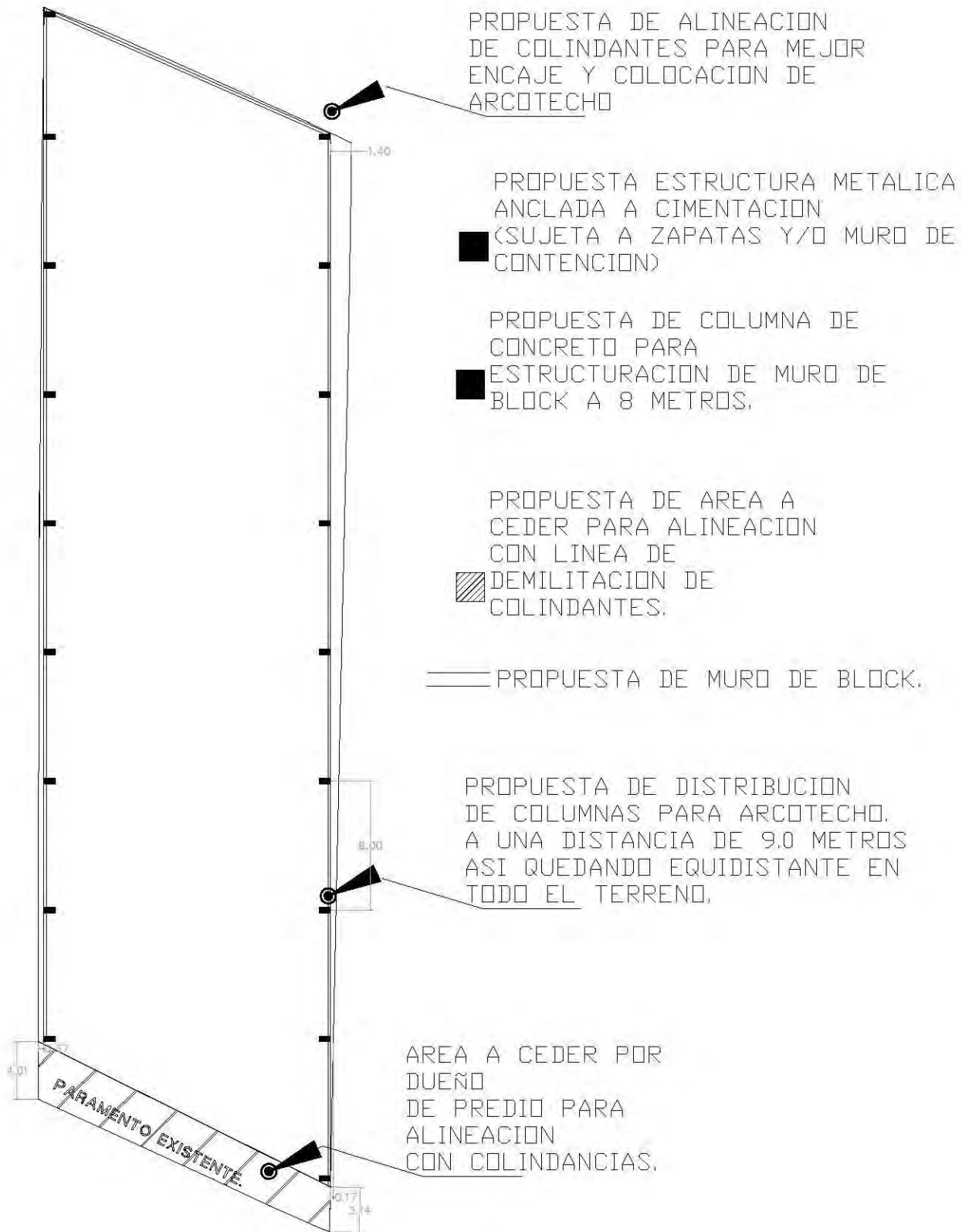


LONGITUD DEL PREDIO

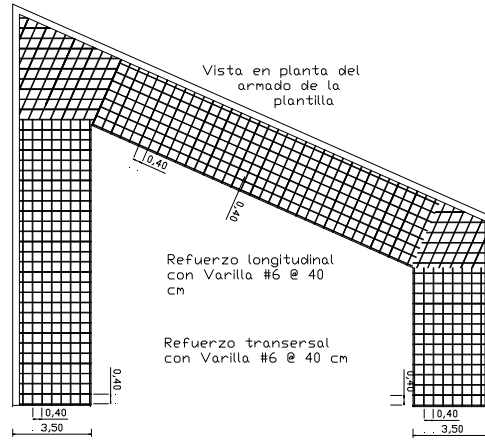
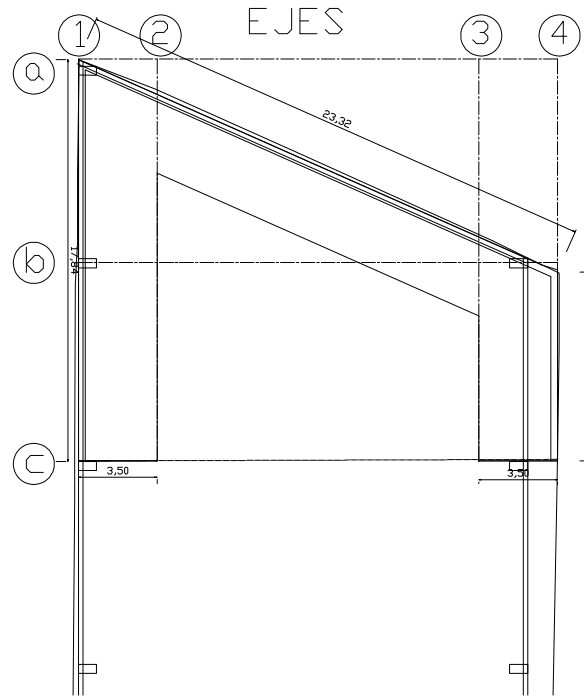
ESCALA HORIZONTAL 1:1000  
ESCALA VERTICAL 1:100

- ① CAPA VEGETAL Y CAPA MEJORAMIENTO SUPERFICIAL (BALASTRE)
- ② LIMO INORGANICO, CAFE OSCURO
- ③ LIMO INORGANICO, CAFE ROJIZO

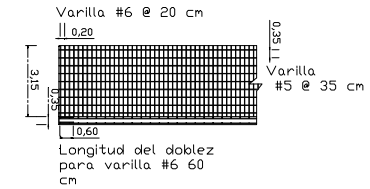
VISTA DE PLANTA DEL TERRENO  
EN CUESTION, UBICADO EN EL  
LIBRAMIENTO ORIENTE



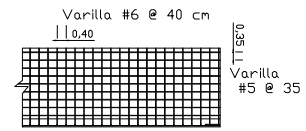




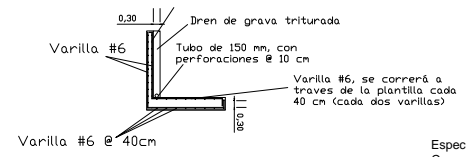
Vista de frente del armado del muro Eje 1 c-b



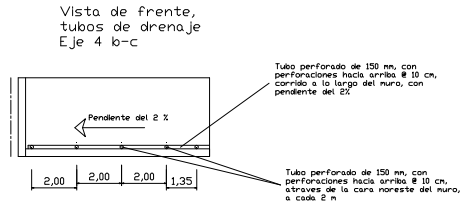
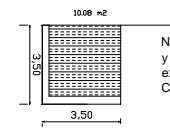
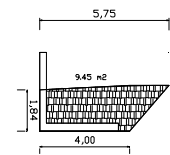
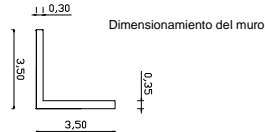
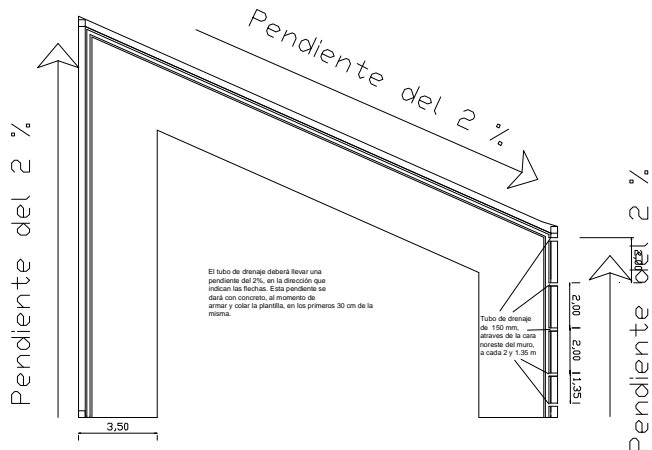
Vista trasera (exterior) del armado del muro Eje 1 b-c



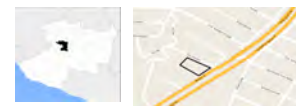
Dobles en las varillas, y tubo de drenaje Eje b 1-2



**Especificaciones:**  
 Concreto para la plantilla, muro, y castillos de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , con agregado máximo de 3/4".  
 Se utilizaran varillas de acero corrugado de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  de numeros 5 y 6 como se muestra en el plano.  
 El recubrimiento de los elementos de concreto será de 5 cm.  
 La plantilla y el muro se colarán monolíticamente, haciendo los dobles mostrados en las varillas.  
 El material de relleno, topure, se extraerá del banco de materiales de Capacuaro, el cual se compactará al 95% Proctor en capas de 20 cm, por medios manuales.  
 Para el drenaje se utilizará una capa de 30 cm de grava triturada, y tubo de PVC con perforaciones hacia arriba @ 10 cm.



### Macro y Microlocalización



<b>Anexo C: Detalles para muro</b>	
<b>LOCALIDAD: URUAPAN, MICHOACÁN</b>	
PROYECTO:	LIBRAMIENTO ORIENTE EN LA COLONIA MAGISTERIAL AL SURESTE DE LA CIUDAD
PROYECTISTA:	Roberto Ruiz Abarca
ESCALA:	1:100
UNIDAD:	En Metros
URUAPAN MICHOACÁN ENERO DEL 2011	