



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

Incorporación No. 8727 - 15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

## **REVISIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN EN EL FRACCIONAMIENTO DENOMINADO “EL MILAGRO” EN LA CIUDAD DE URUAPAN, MICHOACÁN.**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

**Roberto Carlos Bucio Oseguera**

Asesor: Ing. Sandra Natalia Parra Macías

Uruapan, Michoacán, 28 de enero del 2015



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**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. . . . .	4
Objetivos. . . . .	5
Pregunta de investigación. . . . .	6
Justificación. . . . .	6
Marco de referencia. . . . .	8

### CAPÍTULO 1.- Estructuras de contención.

1.1.- Concepto de estructura. . . . .	9
1.2.- Tipos de estructuras. . . . .	9
1.2.1.- Muros masivos rígidos o de concreto. . . . .	9
1.2.2.- Muros masivos flexibles. . . . .	15
1.2.3.- Tierra reforzada. . . . .	24
1.2.4.- Estructuras ancladas. . . . .	28
1.2.5.- Estructuras enterradas. . . . .	31

**1.3.- Criterios de selección del tipo de estructuras. . . . . 35**

**1.3.1.- Criterios de comportamiento. . . . . 35**

**CAPÍTULO 2.- muros de contención de concreto, mampostería y piedra.**

**2.1.- Definición de muro de contención. . . . . 38**

**2.2.- Antecedentes. . . . . 39**

**2.3.- Clasificación de los muros de contención. . . . . 39**

**2.3.1.- Muros de contención convencionales y su clasificación. . . . . 39**

**2.3.1.1.- Muros de contención de gravedad. . . . . 40**

**2.3.1.1.1.- Muros de concreto ciclópeo. . . . . 40**

**2.3.1.1.2.- Muros de mampostería. . . . . 41**

**2.3.1.1.3.- Muros de piedra o gaviones. . . . . 46**

**2.3.1.2.- Muros de contención de semigravedad. . . . . 48**

**2.3.1.2.1.- Muros de concreto armado. . . . . 48**

**2.3.1.2.1.1.- Muro de pantalla empotrada en el terreno. . . . . 49**

**2.3.1.2.1.2.- Muro de talón. . . . . 49**

**2.3.1.2.1.3.- Muro con puntera y talón. . . . . 49**

2.3.1.2.1.4.- Muro con puntera y sin talón.	50
2.3.1.2.1.5.- Muros de contención en voladizo.	50
2.3.1.2.1.6.- Muros de contención con contrafuerte.	50
2.4.- Empujes sobre los muros.	51
2.5.- Estabilidad de los muros	52

### **CAPÍTULO 3.- Teorías, métodos para el cálculo de presiones, sobrecargas y drenaje de los muros de contención.**

3.1.- Teorías de rotura.	71
3.1.1.- Teorías de Coulomb.	72
3.1.1.1.- Método de Culmann.	73
3.1.1.2.- Método de Poncelet.	76
3.1.1.3.- Método de Rebhan.	77
3.1.2.- Presión lateral de la tierra en reposo para un muro vertical.	79
3.1.3.- Presión activa de la tierra según Rankine.	84
3.1.4.- Presión activa de la tierra según Rankine para terraplén inclinado.	87
3.2.- Sobrecargas.	88
3.2.1.- Muro con carga repartida sobre toda la superficie.	88

3.2.2.- Muro con carga paralela a él. . . . .	90
3.2.3.- Muro con carga concentrada en un punto. . . . .	91
3.3.- Método semiempirico de Terzaghi para el cálculo de empuje contra el muro de retención. . . . .	92
3.4.- Drenaje en los muros de contención. . . . .	97

**CAPÍTULO 4.- Resumen ejecutivo de macro y micro localización.**

4.1.- Generalidades. . . . .	99
4.2.- Resumen ejecutivo.. . . .	100
4.3.- Entorno geográfico.. . . .	101
4.4.- Informe fotográfico.. . . .	102
4.5.- Estudios a utilizar. . . . .	104
4.6.- Alternativas de solución. . . . .	105

**CAPÍTULO 5.- Metodología.**

5.1.- Método empleado. . . . .	106
5.2.- Enfoque de la investigación. . . . .	107
5.2.1.- Alcance. . . . .	108

<b>5.3.- Diseño..</b>	<b>. 109</b>
<b>5.4.- Instrumentos de recopilación de datos.</b>	<b>. 110</b>
<b>5.5.- Descripción del proceso de investigación.</b>	<b>. 110</b>

## **CAPÍTULO 6.- Análisis e interpretación de resultados.**

<b>6.1.- Primera revisión.</b>	<b>. 112</b>
<b>6.2.- Resultados de la primera revisión.</b>	<b>. 120</b>
<b>6.3.- Segunda revisión.</b>	<b>. 121</b>
<b>6.4.- Resultados de la segunda revisión.</b>	<b>. 128</b>
<b>6.5.- Propuesta de muro de contención.</b>	<b>. 129</b>

<b>Conclusión..</b>	<b>. 169</b>
---------------------	--------------

<b>Bibliografía..</b>	<b>. 171</b>
-----------------------	--------------

## **Anexos**

# INTRODUCCIÓN

## **Antecedentes.**

Según Calavera Ruiz (1982), el cimiento es la parte de la estructura que se encarga de transmitir las cargas que actúan sobre la construcción al terreno, esto porque en la mayoría de los casos la resistencia y la rigidez del terreno son muy bajos en comparación a los de la estructura.

Las estructuras de contención son aquellas que tienen como propósito resistir fuerzas producidas por el material que contienen y transmitir esas fuerzas a puntos partes de estructuras fuera de la masa que es susceptible al movimiento.

De acuerdo con la SECRETARÍA DE AGRICULTURA, GANADERÍA, DESARROLLO RURAL, PESCA Y ALIMENTACIÓN (SAGARPA) (2010), los muros de contención son estructuras solidas hechas a base de mampostería y concreto armado, estos trabajan a flexión por la razón de que tienen que soportar los empujes horizontales de materiales sólidos, líquidos y granulados.

Menciona Villasante (2003), que el empleo de la mampostería se conoce desde el año 2000 a.C. fecha donde grandes ciudades fueron construidas con murallas hechas a base de mampostería de adobe. Las estructuras se realizaban sin cálculos solo por experiencia que transmitida de maestros a discípulos.

Las primeras estructuras de mampostería reforzada a base de ladrillo se realizaron en el siglo XIX, en Inglaterra sin ningún cálculo.



La mayoría de las construcciones antiguas hechas a base de mampostería son espectaculares, y algunas que se conservan hasta el día de hoy sorprenden, por los materiales con los cuales fueron elaboradas, las características estéticas así como su capacidad estructural gracias a la cual se han conservado.

Los muros de mampostería a base de piedra junteada con mortero, se utilizan principalmente para construir la cimentación ya que su apariencia es rustica a comparación de otros materiales, estos muros cada vez son menos utilizados ya que existen cimentaciones más eficientes y menos laboriosas.

Dentro de la bibliografía que existe en la biblioteca de la Universidad Don Vasco A. C. se encuentran sólo dos tesis relacionadas con el tema de muros de contención, los temas que tratan son diferentes al de esta investigación, y son mencionados a continuación.

El título de la primera es elaborada por Jorge Iván Murillo Zarco en el año de 2010 titulada como Propuesta de curvas de densidad de muros para el Estado de Michoacán, el objetivo general es diseñar y elaborar las curvas de densidad de muros en las distintas zonas del Estado de Michoacán, así como explicar su importancia y su manera de utilizar para que sea correcta su aplicación en las construcciones y su conclusión es que son muy recomendables las curvas de densidad de muros para el Estado de Michoacán ya que con ellas se puede obtener un análisis sísmico rápido y confiable para los tipos de casas habitación más comunes, se ahorrará tiempo y dinero en un análisis y en una futura reparación.

El autor de la segunda tesis es Berenice Rizo García, su tesis fue elaborada en el año 2008, con el título Alternativas de refuerzo para muros de mampostería sujetos a carga sísmica, su objetivo general es determinar el tipo de refuerzo necesario en la construcción de estructuras de mampostería que permita conservar la vida útil de la obra el mayor tiempo posible, por lo que se hace necesario evaluar que tipo de refuerzo es el más efectivo para el caso y su conclusión es satisfactoria ya que logro realizar la comparativa práctica del comportamiento de la estructura sin refuerzo y con cada una de las alternativas de refuerzo como lo es el acomodo de las piezas de los mampuestos, o el refuerzo interior donde se emplea a tabique hueco con acero y/o por otra parte la alternativa de refuerzo externo con malla electrosoldada y el resultado es una mayor seguridad al reforzar el muro.

## **Planteamiento del problema.**

Cuando existen masas de suelo muy grandes o inestables es necesario elaborar estructuras de contención así en el fraccionamiento denominado El Milagro en la ciudad de Uruapan Michoacán, existen desniveles topográficos muy grandes por esta razón fue necesario construir en este caso muros de mampostería de gran altura a base de piedra brasa junteada con un mortero de arena cemento, estos muros deben soportar las fuerzas producidas por el material que contienen (terreno natural, así como una capa de sub-base y base elaborada con material de banco) al igual que la carga que produce la construcción (casa habitación, pie de casa) sobre el terreno, el diseño de estos muros entregado por el departamento de Obras Públicas de la ciudad de Uruapan para la primera etapa, parece ineficiente por lo cual se pretende realizar una revisión de las secciones ya construidas, esto para saber que tan seguras son estas estructuras, así mismo se propondrán nuevas secciones o una opción diferente para el material que será contenido.

¿El muro resiste las solicitaciones a las que se encontrara expuesto el muro?  
¿Qué tan seguro son los muros que se encuentran ya contruidos? ¿Qué dimensiones deben son las adecuadas para la construcción de los muros? ¿Qué materiales se deben utilizar en los nuevos muros? (Esto último si resultan insuficientes) Estas son las principales preguntas que sobresalen en esta investigación, al contestarlas de manera cuidadosa y correcta se obtendrá información suficiente para establecer si los muros brindaran a los habitantes del fraccionamiento la seguridad adecuada, de igual manera si no cumplen, los

resultados servirán para aportar una propuesta tanto de dimensiones como de materiales para la elaboración de muros con solicitudes similares.

## **Objetivos.**

Objetivo general:

Revisar los muros de contención existentes en el Fraccionamiento El Milagro en la ciudad de Uruapan, Michoacán, obtener información y realizar un dictamen acerca de la seguridad de la estructura actual y comprobar si es suficientemente seguro o si no lo es proponer una alternativa de muro.

Objetivos específicos:

a) Determinar, si las dimensiones y los materiales que se utilizaron en la construcción de los muros de contención del fraccionamiento el milagro fueron los adecuados.

b) Determinar la resistencia de los muros de contención ya construidos en el fraccionamiento el milagro, para saber qué construcciones pueden realizarse sobre las plataformas que contiene cada muro del fraccionamiento.

c) Determinar el comportamiento que tendrán los muros de contención del fraccionamiento el milagro, ante las condiciones de carga a las que se verán sometidos.

d) Diseñar y proponer dimensiones para muros de mampostería del fraccionamiento el milagro, que cumplan con un grado de seguridad adecuado.

### **Pregunta de investigación.**

En el presente trabajo de investigación se resolverán diferentes cuestiones como son:

¿Qué resistencia tiene los muros ya construidos?

¿Los muros ya elaborados son seguros y adecuados para dicha construcción?

¿Qué comportamiento tendrán los muros ante las sollicitaciones a las que se serán expuestos?

¿Los materiales utilizados cumplen con la calidad para proporcionar la resistencia adecuada o deben ser modificados para trabajos posteriores?

¿Las dimensiones ya utilizadas son las adecuadas o deben ser modificadas para trabajos posteriores?

### **Justificación.**

Dentro de la construcción del fraccionamiento el milagro, existen muchas interrogantes acerca de los procesos de construcción y el diseño de las estructuras, pero la más sobresaliente es la de los muros resistirán o fallarán y pondrán en peligro a los habitantes del fraccionamiento, se considera que estos muros se realizaron sin un cálculo previo a su construcción por lo que se han tenido que reforzar, la cuestión es si con el refuerzo alcanza la seguridad necesaria para el tipo de estructura.

Existen dentro del fraccionamiento muros de mucha altura hasta de 7.5 m. mediante esta revisión se determinara si los materiales de los que fueron construidos son adecuados o necesitan cambiarse ya que existe una segunda etapa en la construcción del fraccionamiento donde están proyectados muros similares y al igual sin un cálculo previo, por lo cual esta investigación podrá aportar una nueva solución de diseño.

Como beneficio en primer lugar es resolver las interrogantes que existen y se presentan acerca del tema.

Los estudiantes futuros de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A. C. se verán beneficiados por contar con una nueva fuente de información, dentro de la bibliografía de la biblioteca de la Universidad Don Vasco A. C.

También beneficiará a la sociedad ya que existirá información y un cálculo que no existe, si las estructuras de contención no son las adecuadas se informara a las autoridades correspondientes para que se tomen las medidas que ellos crean necesarias. De igual manera estas autoridades podrán utilizar esta información para trabajos posteriores realizados en esta misma zona y en condiciones similares.

Si en un futuro un proyectista de estructuras necesita realizar cálculo o diseño de muros similares podrá usar esta investigación.

## **Marco de referencia**

Uruapan, Michoacán, se localiza al oeste del Estado, en las coordenadas 19°25' de latitud norte y 102°03' de longitud oeste, a una altura de 1, 620 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Charapan, Paracho y Nahuatzen, al este con Tingambato, Ziracuaretiro y Taretan, al sur con Gabriel Zamora, y al oeste con Nuevo Parangaricutiro, Peribán y Los Reyes. Su distancia a Morelia la capital del Estado es de 120 km.

Su superficie territorial es de 954.17 km<sup>2</sup>. Su relieve lo conforman el sistema volcánico transversal, y los cerros de la Charanda, de la Cruz, Jicalán y la Magdalena. Su hidrografía se constituye por el río Cupatitzio, las presa Caltzontzin, Salto Escondido y Cupatitzio y la cascada conocida como La Tzaráracua.

Su clima es templado y tropical con lluvias en verano. Tiene una precipitación pluvial anual de 1, 759. 3, milímetros y temperaturas que oscilan entre 8. 0 a 37. 5 grados centígrados.

Según el Censo de Población y Vivienda del 2005 el municipio cuenta con un total de 279,229 habitantes. Información obtenida de la ENCICLOPEDIA DE LOS MUNICIPIOS.

El área de estudio se encuentra en la zona poniente de la ciudad de Uruapan Michoacán en el fraccionamiento denominado "EL MILAGRO" a un costado del fraccionamiento "Lomas de Uruapan".

# CAPÍTULO 1

## ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.

En el presente capítulo se trata el tema de los diferentes tipos de estructuras de contención y sus principales características. Según José Calavera Ruiz (1982), las estructuras de cimentación son las que reciben las fuerzas ejercidas por la tierra que contienen y las transmiten hacia la cimentación o hacia la zona de anclaje con el terreno. La utilización de estas estructuras es para garantizar la estabilidad de la estructura de contención evitando movimientos y deformaciones excesivas.

### **1.1.- Concepto de estructura.**

Estructura es la distribución y orden de las partes que conforman un todo. Es un sistema de conceptos que se encuentran unidos entre sí y cuya razón de ser es identificar el objeto en estudio.

### **1.2.- Tipos de estructuras.**

Cada tipo de estructura tiene diferente forma de transmitir las cargas.

#### **1.2.1.- Muros masivos rígidos o de concreto.**

De acuerdo con la publicación <http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes> (2009), estas estructuras son generalmente de concreto, diseñadas para no permitir deformaciones, pueden transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro, para generar fuerzas de contención.



Estos muros son los más utilizados para contener las masas inestables de suelo. Existe una dificultad con ellos, el análisis que se realiza basado en las teorías de presión de Rankine y Coulomb, que difieren en gran parte con las reales ejercidas por el suelo.

Algunos de muros rígidos fallan por movimientos rotacionales que se presentan en el pie de la estructura.

Respecto al deslizamiento y las fuerzas de desequilibrio, son buenos sistemas se recomienda que su factor de seguridad sea mayor a 2.0.

Dentro de los muros masivos rígidos se distinguen tres diferentes tipos, concreto armado, simple y ciclópeo. La mayoría de estos tipos de muro son de gravedad, establece Cera Alonso (2008), estos muros utilizan su peso propio para resistir las fuerzas laterales que generan los materiales contenidos. Algunos suelen ser macizos que no necesitan refuerzos, por ejemplo los de concreto simple y de concreto ciclópeo, en los cuales los esfuerzos de tensión no deben exceder de  $1.6 \cdot (f'c)^{1/2}$ ,  $f'c$  es la resistencia del concreto a los 28 días calculado por el método de esfuerzos de trabajo.

Las fuerzas que actúan sobre estos muros son: su peso propio, el peso de la tierra, la presión del suelo sobre la base del muro, la presión del agua y algunas veces se debe considerar una carga adicional, por si llegara a presentarse congelación, esto depende del lugar donde sean construidos.

Como considera Baraja M. Das (2001), al diseñar este tipo de muros el ingeniero debe proponer algunas dimensiones, para poder comenzar a revisar la

estabilidad de la estructura que es lo que interesa, si no cumplen se deben modificar y volver a revisar, ya existen varios proporcionamientos establecidos con los que se puede iniciar el cálculo.

Por ejemplo la corona del muro o parte superior no debe ser menor de 30 cm. La profundidad  $D$  (profundidad del empuje pasivo medida desde la superficie hasta la base de la cimentación) debe medir por lo menos 60 cm. El ancho de la base debe medir entre 0.5 y 0.7 de  $H$ , que es la altura total, el ancho de la punta y la altura del talón deben de medir entre 0.12 y 0.17 de  $H$  y en algunos casos 0.1 de  $H$ , dependiendo del muro que se trate.

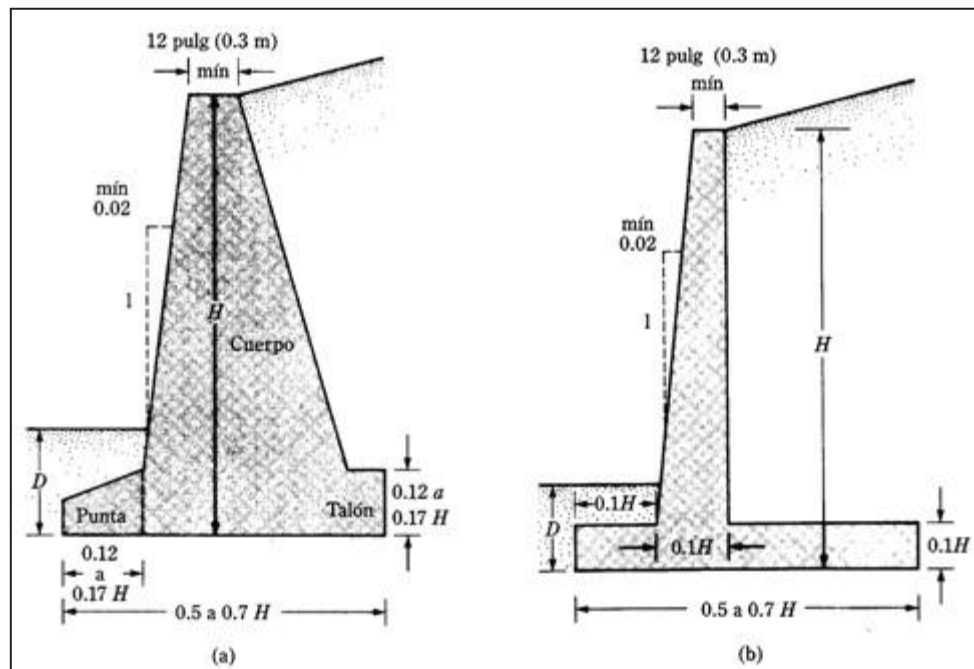


Imagen 1.1.- Propuesta de dimensionamiento de muros. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág. 389).

**Muros de concreto armado o reforzado:** nos explica Manuel Guevara Anzules (2009), este tipo de muros resiste movimientos debido a las fuerzas

producidas por la tierra sobre él, el muro se apoya en una cimentación ubicada fuera de la masa inestable del suelo. En la mayoría de los muros de concreto armado se colocan llaves o espolones debajo de la placa de base esto ayuda ante el deslizamiento, la pared de fachada debe dársele una pendiente ligera aproximadamente 1:50 para evitar que se observe inclinado desfavorablemente. Dentro de estos muros existen diferentes tipos como son:

**Muros en cantiliber o empotrados**, Baraja M. Das (2001), dice estos muros tienen forma de T o L invertida, constan de dos placas una semivertical que es la pantalla del muro y la horizontal en la base.

**Muro con contrafuerte**, en estos una placa vertical o semivertical se ve soportada por un contrafuerte, le proporciona rigidez y mediante ella se transmiten los esfuerzos hacia la cimentación.

**Muros con estribos**, además de sus placas tanto vertical como la de base y el contrafuerte, se construye una placa superior que aumenta su rigidez y soporta momentos.

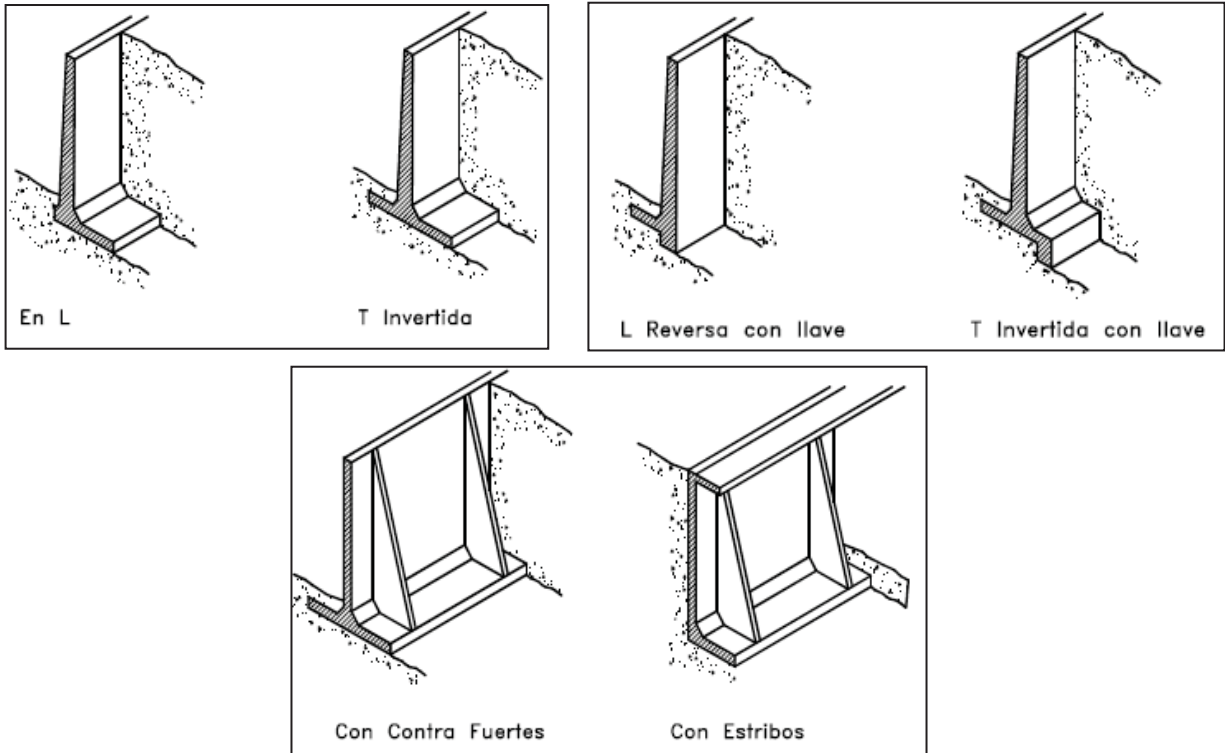


Imagen 1.2.- Muros de concreto armado. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág.

490).

**Muros de concreto simple:** el mismo autor también dice que son masas grandes a base de concreto con piedra, se recomienda no ser empleados en alturas mayores a los cuatro metros, porque no resultan ser tan económicos y además porque no pueden resistir correctamente los esfuerzos de flexión ya que el concreto simple es muy rígido y podrían aparecer grietas o roturas en la parte inferior del muro o en su cimiento. Todos los muros de concreto ya sean armado o simple deben contar con sistemas de subdrenaje, para eliminar las presiones ejercidas por el agua infiltrada en el terreno que contienen, es necesario construir juntas de contracción o expansión a distancias no mayores de 20 metros.

Los valores de las resistencias de un muro de concreto simple son:

Compresión por flexión:  $f_c = 0,65 f'c$

Tracción por flexión:  $f_t = 0,85 f'c$

De igual manera Baraja M. Das (2001), establece que el esfuerzo cortante, como medida de la tracción diagonal en elementos que trabajan en una dirección:  $v_c = 0,35 f'c$

Esfuerzo cortante, como medida de la tracción diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones:  $v_c = 0,7 f'c$

Compresión axial:  $f_a = 0,4 f'c \{ 1 - [ (K l_c) / (32 h) ]^2 \}$

Si la magnitud de estos esfuerzos resistentes son excedidos se debe utilizar refuerzo de acero.

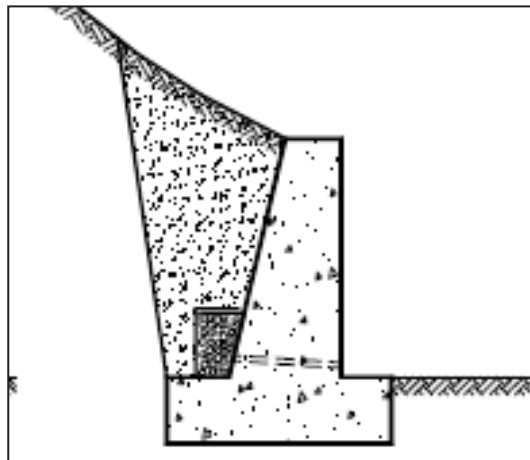


Imagen 1.3.- Muros de concreto simple. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág.

475).

**Muros de concreto ciclópeo:** el concreto ciclópeo es una mezcla formada por concreto y bloques de piedra, se recomienda una mezcla de 60% de concreto y 40% piedra, considerando que a mayor volumen de piedra mayor posibilidad de agrietamiento y rotura debido a la presencia de zonas débiles. Para que estos muros obtengan mayor resistencia se les puede agregar refuerzos de varilla de acero dentro. El diseño de estos muros es similar al de los de concreto armado y simple. La resistencia mínima del concreto para este muro debe ser  $100 \text{ kg/cm}^2$ .

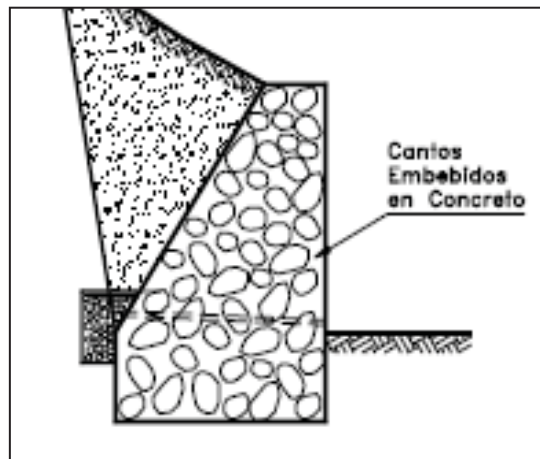


Imagen 1.4.- Muros de concreto ciclópeo. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág.

475).

### 1.2.2.- Muros masivos flexibles.

Estas estructuras reciben el nombre de flexibles ya que tienen la facilidad de adaptarse a los movimientos, su buen funcionamiento depende de su peso y de la

capacidad de soportar deformaciones, causadas por las presiones de la tierra contenida sin romperse, se diseñan para resistir presiones activas y su función es de una masa de gravedad. De acuerdo con la SAGARPA (2010), son fáciles de calcular y construir no requieren un mantenimiento muy sofisticado, los materiales con los que se construyen son fáciles de conseguir. Debido a su gran peso algunos no se pueden construir en todos los tipos de suelos, para su elaboración deben eliminarse algunos materiales perjudiciales a la estructura, como son fragmentos de roca y materia vegetal. Cuando este tipo de estructuras se construyen en lugares con un nivel de aguas freáticas muy alto, debe considerarse un anclaje entre muro y terreno para que no exista deslizamiento.

Estos se dividen en muros de criba, gaviones, llantas y de piedra, así lo determinado por Muelas Rodríguez (s/f).

**Muros de criba:**son estructuras que parecen cajas, están formados por elementos prefabricados de concreto llamados largueros y travesaños que se van entrelazando, los espacios interiores que van quedando se rellenan con materiales filtrantes o roca para que se le proporcione peso y resistencia y así trabaje como un muro de gravedad.

Los travesaños se colocan normales al eje del muro y los largueros se apoyan sobre los travesaños y sirven para contener el material que se ha colocado en los espacios interiores. En algunas uniones de los elementos prefabricados se pueden colocar algunos bloque llamados almohadas, que sirven para resistir algunos esfuerzos de torsión y flexión. Se pueden realizar las uniones de los elementos

prefabricados, por medio de metal o madera esto ayuda a la transmisión de fuerzas. Su diseño contempla tanto el muro de gravedad como las uniones necesarias.

En los muros de criba se pueden presentar asentamientos diferenciales de gran magnitud sin afectar la estructura.

El ancho del muro criba depende de la longitud de los travesaños, el ancho mínimo es de 1.2 metros. La mayoría de estos muros se construyen con inclinación para obtener mayor estabilidad.

Estos muros trabajan como si fueran de gravedad pero no son masivos, existe la posibilidad de que ocurran fallas. El diseño de los elementos debe ser muy cuidadoso, los travesaños deben resistir la flexión producida por los esfuerzos del material contenido, los extremos del travesaño deben resistir el cortante y transmitir esfuerzos de tensión.

La altura máxima a la que puede colocarse una pared sencilla de una sola celda de muro criba es a 5 metros, utilizando celdas dobles o triples puede ser hasta de 7 metros, pueden ser muros rectos o formar curvas.



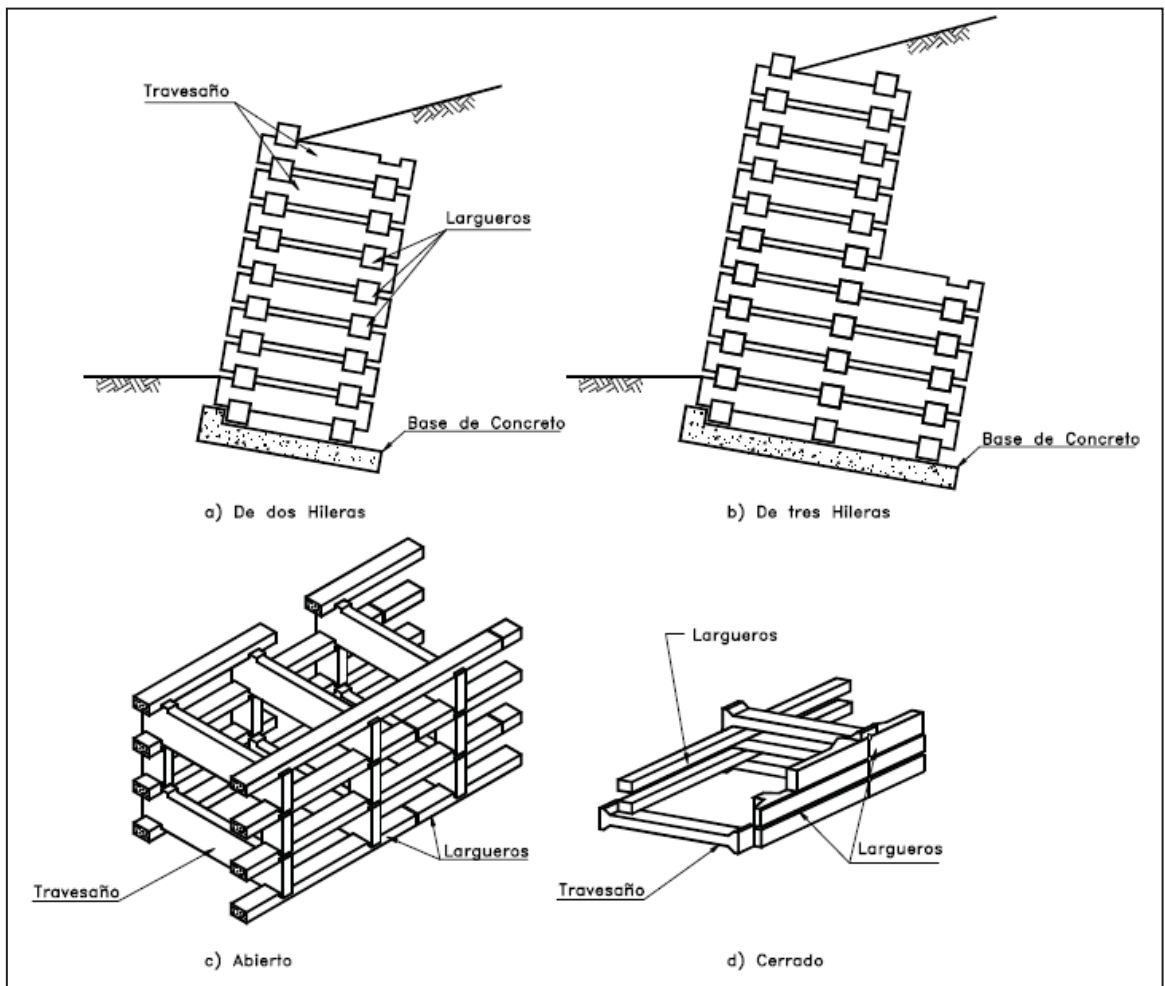


Imagen 1.5.- Muros de criba. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág. 506).

**Muros de gaviones:** apoyando lo dicho en <http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes> (2009), son cajas construidas con malla de alambre galvanizado que contienen cantos de roca. Existe una gran variedad de tamaños de malla, por lo general las cajas que se utilizan son de medidas 2m x 1m x 1m y la forma básica en que se construyen es trapezoidal. Estos muros son fácil de construir, su mantenimiento es simple, se pueden construir sobre terrenos débiles, si existen asentamientos pequeños no se

daña su estructura, son fácil de reparar en caso de alguna falla. Su altura máxima recomendable es de 8 metros y su base mínima es de 0.6 de la altura.

Las cajas se van colocando una sobre otra cuidando los traslapes para aportarle rigidez al muro. Cuando los muros son muy anchos mayores a 4 metros dentro del muro se dejan espacios que se rellenan con roca suelta, cuidando no debilitar el muro. Algunos de estos muros son reforzados a base de contrafuertes por medio de los cuales se anclan al suelo.

Al diseñar un muro de estos debe considerarse estabilidad ante volteo, deslizamiento y estabilidad del talud, se deben evitar en la medida de lo posible las deformaciones, para asegurar que la resultante de las presiones producida por el material contenido actué sobre el tercio medio del muro. Debido a que estos muros son muy flexibles, una gran deformación puede generar una falla interna causa de que el muro no cumpla con su objetivo. Por cada nivel de gaviones se debe realizar una revisión de la estabilidad, tomando en cuenta el tipo de malla, calibre del alambre, tipo y número de uniones y forma de los cantos. Dentro de las especificaciones del muro se debe hacer un dibujo donde se indique la forma de los amarres entre unidades para facilitar la construcción y cumpla con el diseño. Los cantos a utilizar deben ser dos veces más grandes que el ancho de los huecos de la malla.

En el área de contacto de muro suelo se recomienda colocar un geotextil que funcione como filtro y colocar un dren colector que recoja el agua del suelo que se contiene.

El problema de estos muros es que las mallas pueden presentar corrosión.

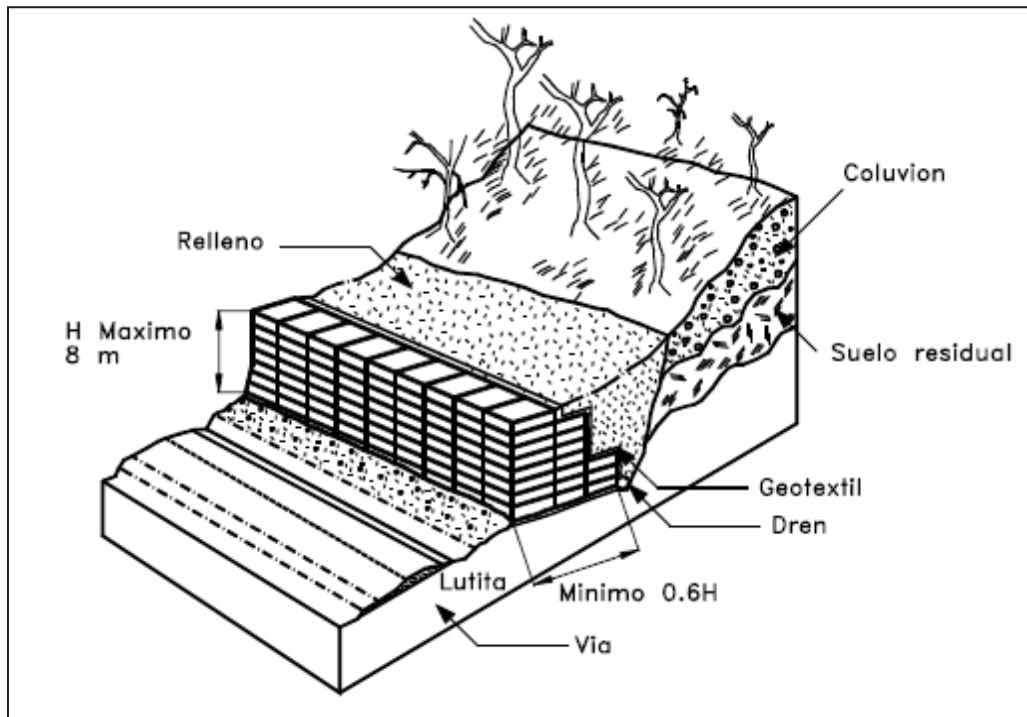


Imagen 1.6.- Muros de gaviones. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág.

505).

**Muros de piedra:** según la NORMA DE LA SCT N-CTR-CAR-1-02-001/00 (CAPÍTULO 001 mampostería de piedra) (2000), la mampostería de piedra son elementos estructurales formados con fragmentos de roca acomodados que se juntan por medio de un mortero, esta mampostería se clasifica en tres clases:

Primera clase: mampostería que se elabora con piedra labrada para ser acomodada y obtener figuras geométricas regulares con terminado a dos caras, formando hiladas muy regulares y es junteada con mortero arena-cemento.

Segunda clase: se construye con piedra labrada, tosca, se acomoda para tener una figura aproximadamente geométrica su terminado es a una sola cara sin hiladas regulares junteada con mortero arena-cemento.

Tercera clase: se construye con piedra sin labrar, con un acomodo irregular, y junteada con mortero arena-cemento o arena-cal.

También existe mampostería seca: esta se construye con piedra sin labrar, acomodada para dejar el menor volumen de vacíos en la estructura y no se juntea.

La SAGARPA (2010), menciona que es recomendable utilizar en su construcción piedras mayores de 30 cm. que no tengan grietas o fisuras o materiales incrustados. Los espacios entre las piedras no deben ser mayores a 2.5 cm. en espacios mayores deben colocarse piedras pequeñas o rajuelas. Durante la construcción de estos muros es importante que al colocar las piedras queden “cuatrapeadas” tanto vertical como horizontalmente, para que no existan cuarteaduras y puntos de debilidad. Si existe riesgo de que el muro se deslice es recomendable construir un dentellón en la base para impedirlo.

En las zonas de alta y media precipitación se debe considerar la colocación de drenes en el muro, para evitar la acumulación del agua y los esfuerzos que produce, su colocación depende de su altura y la permeabilidad del suelo se recomienda colocarlos a muros mayores 2 metros, a 0.50 cm. de la base y su separación será

entre 1 y 3 metros. En la parte interior del muro colocar una capa de grava que sirve como filtro para evitar el taponamiento de los drenes con la tierra.

Se debe cuidar que no crezca sobre él, materia vegetal, si existen fisuras o grietas estas deben repararse con un mortero de cemento expansivo combinado con un impermeabilizante.

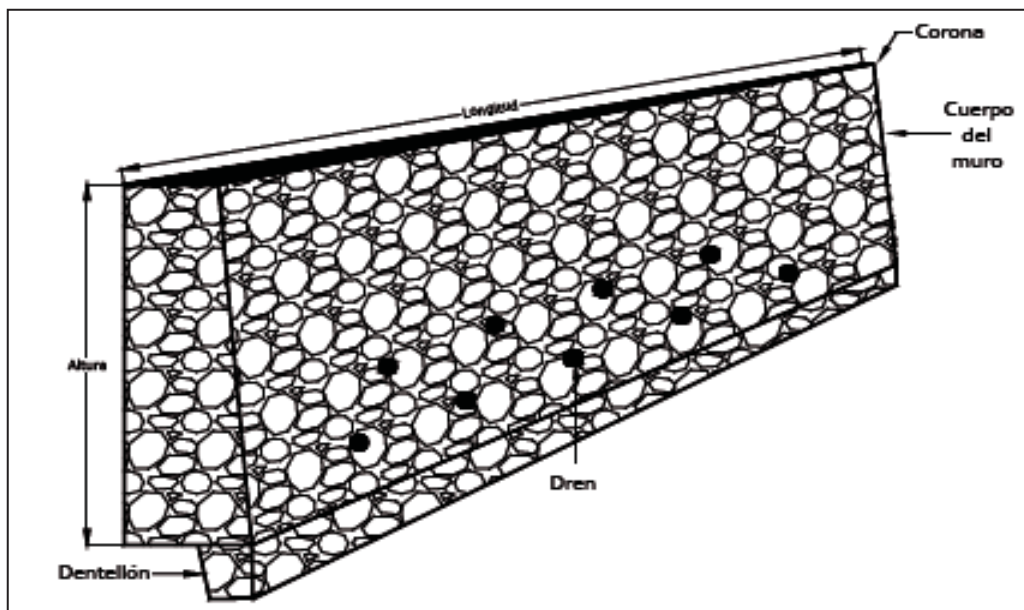


Imagen 1.7.- Muros de gaviones. (Fuente: SAGARPA, (2010), pág. 3).

**Muros de llantas:** como hace referencia <http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, estos muros son rellenos de suelo con llantas embebidas en él, las llantas se unen por medio de cuerdas, o elementos de metal. Este tipo de muros permite que el terraplén sea muy deformable, pero también que su resistencia al cortante aumente. Se colocan llantas que sirven como estructura de contención y otras como estructura de anclaje y son unidas las dos estructuras por medio de cuerdas que deben soportar

los esfuerzos para mantener la estabilidad de la estructura. Se pueden construir muros de gran altura hasta 20 metros. Este tipo de muro debe contar con su sistema de drenaje.

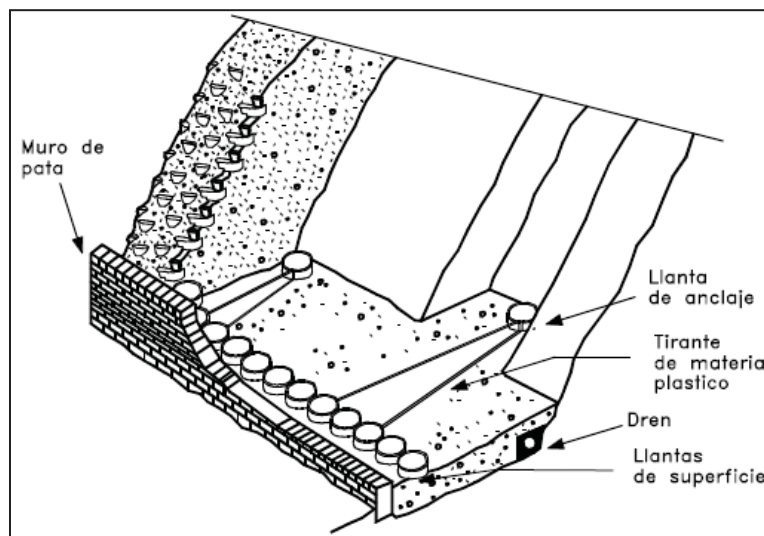
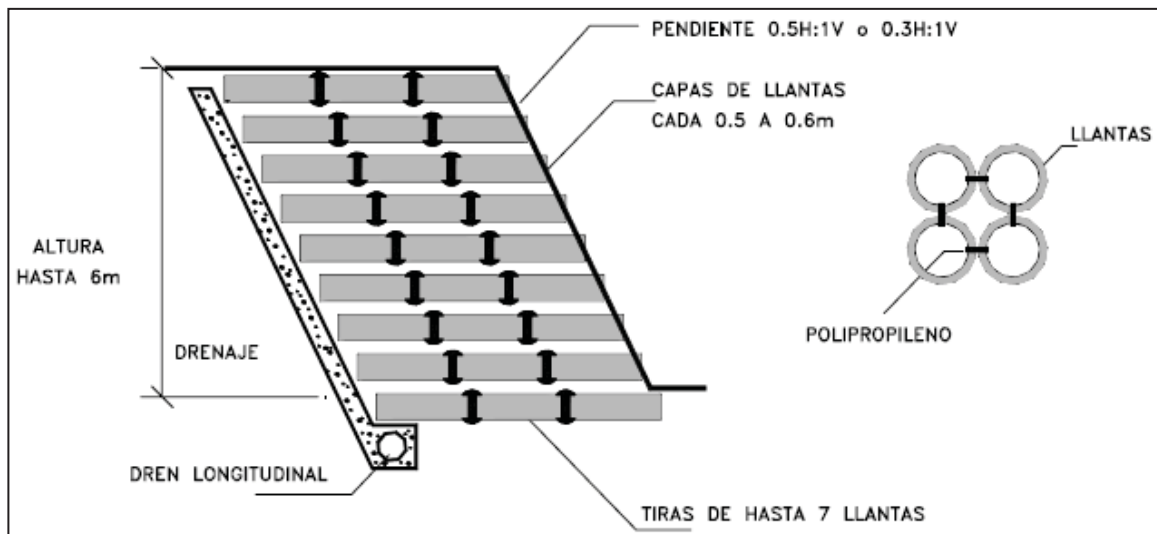


Imagen 1.8.- Muros de llantas. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág.

510).

### 1.2.3.- Tierra reforzada.

Estas estructuras son a base de terraplenes su componente principal es el suelo y su compactación, dentro del suelo se colocan elementos que le aporten resistencia a la tensión y compresión. Una ventaja muy importante es que son fáciles de construir, demoler, reparar y se adaptan fácilmente a la topografía del lugar. En su publicación comenta Braja M. Das (2001), el procedimiento de diseño de estos muros se divide en dos:

La satisfacción de los requisitos de estabilidad interna, esta implica la determinación de la resistencia a tensión, la resistencia a ser zafados los elementos de refuerzo y la estabilidad de los elementos frontales del muro.

La revisión de estabilidad externa del muro, es la determinación de la resistencia ante el volteo, deslizamiento y la capacidad de carga.

Los muros de tierra se clasifican en reforzados con tiras metálicas, geotextil y con mallas.

**Muros de tierra con refuerzo de tiras metálicas:** son muros muy flexibles, sus componentes son, el suelo granular, las tiras de refuerzo y el recubrimiento que se encuentra en la cara frontal a la que se llama escama.

Las escamas son construidas con material delgado y flexible como son tiras metálicas o también se pueden utilizar piezas de concreto. La separación de la tiras de refuerzo son calculadas por medio del método de Rankine, al igual que la

profundidad de los tirantes de refuerzo, que se encuentran debajo del material que se ha ido compactando.

Así, el mismo autor considera que el factor de seguridad contra la rotura del tirante es igual a la resistencia del tirante entre fuerza máxima en cualquier tirante, se recomienda que sea 3.

Los tirantes también pueden llegar a fallar por zafadura, si la resistencia por fricción es menor a la fuerza que están sometidos.

Estos son los aspectos que se deben considerar al realizar el diseño de este tipo de muros:

Determinar su altura, el peso específico del material y su ángulo de fricción.

Angulo de fricción entre el suelo y el tirante de refuerzo.

Suposición de la separación vertical y horizontal de las tiras de refuerzo, así como su ancho.

Calculo de las fuerzas en los tirantes en diferentes niveles.

Calculo del espesor de los tirantes para evitar su rotura.

Calcular la longitud de los tirantes en los diferentes niveles.

Realizar una revisión por volteo, deslizamiento y capacidad ultima de apoyo.



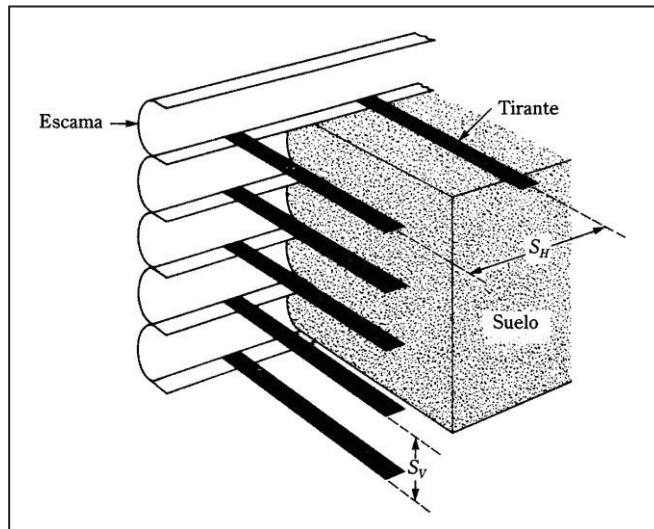


Imagen 1.9.- Muros de tierra reforzada con tiras metálicas. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág. 443).

**Muros de tierra con refuerzo geotextil:** la fachada o cara del muro se va formando por medio del traslape de las hojas de geotextil, esta cara debe cubrirse con otro tipo de material ya que la luz ultravioleta deteriora muy rápido el geotextil.

El procedimiento a seguir en su diseño es:

Determinar la distribución que tienen las presiones activas sobre el muro.

Selección del geotextil que cumpla con la resistencia necesaria.

Determinar la separación vertical entre cada capa.

Determinar la longitud de cada capa de geotextil y longitud de su traslape mínimo 1 metro.

Revisar los factores de seguridad contra volteo deslizamiento y capacidad de carga.

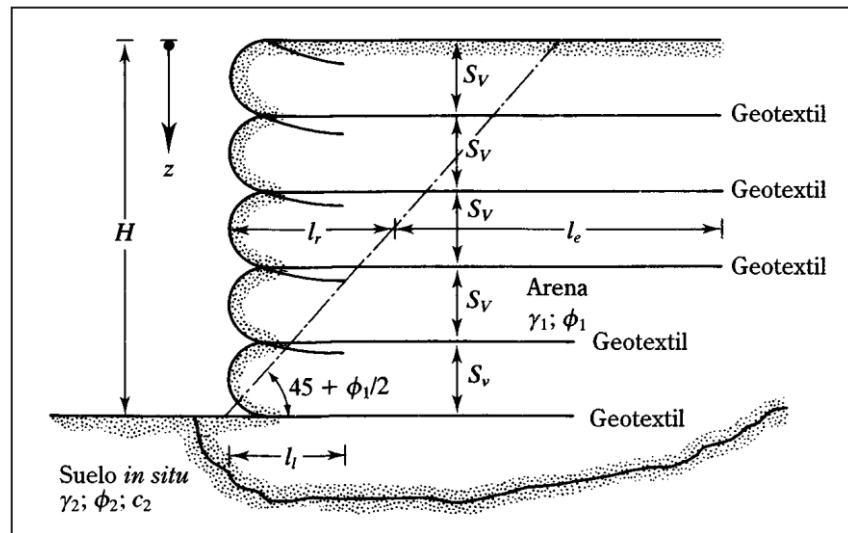


Imagen 1.10.- Muros de tierra reforzada con geotextil.(Fuente: Braja M. Das, 2001, pág. 429).

**Muros de tierra reforzados con mallas:** Braja M. Das (2001), toma en cuenta que se utilizan para estos muros mallas metálicas o poliméricas con formas determinadas para trabajar en dos direcciones, lo cual ayuda a la fricción y al agarre del suelo, algunas veces se colocan varillas de acero para colaborar con su resistencia, son más resistentes a zafarse que los geotextiles.

El relleno a utilizar en estas estructuras debe ser capaz de desarrollar fricción, y no contener material orgánico, se puede utilizar material granular, arcillas o piedra triturada. La compactación del terreno se debe realizar cuidando no romper el refuerzo metálico. Su desventaja es que el refuerzo se encuentra expuesto a la corrosión.

Dentro del diseño se debe considerar que el cálculo del refuerzo resista, las presiones activas del suelo de relleno.

Calcular presiones activas, su distribución.

Calculo de la resistencia a la tensión del refuerzo.

Determinar la longitud del refuerzo para evitar que el refuerzo falle por zafadura. Determinar un sistema de subdrenaje adecuado.

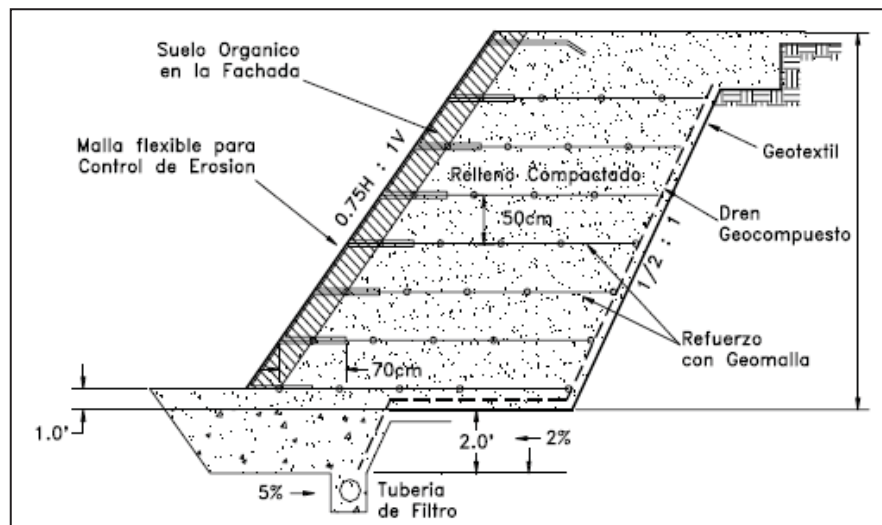


Imagen 1.11.- Muros de tierra reforzada con mallas. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág. 513).

#### 1.2.4.- Estructuras ancladas.

De acuerdo con la página electrónica, [http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,\(2009\)](http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,(2009)), se decreta que para construir estas estructuras se utilizan varillas o tendones de acero, que se anclan en perforaciones realizadas con taladro, después son inyectados con un cemento. Existen anclajes tensionados y pernos individuales.

**Pernos individuales:**son elementos estructurales que se construyen con varillas de acero rígidas, introducidas en perforaciones sobre la roca, se coloca un cemento que sirva de unión entre la varilla y la roca. Se utiliza para evitar los desprendimientos de rocas fracturadas o con discontinuidades, el diseño de los pernos y su colocación dependen de cada roca y sus discontinuidades, no existe un diseño preciso, lo complicado es determinar su ángulo de inclinación y su longitud.

La colocación de algunos pernos debe realizarse antes de la excavación ya que si una parte de la roca se desprende es muy difícil volver a estabilizarla, otros pernos deben irse colocando mediante excavación.

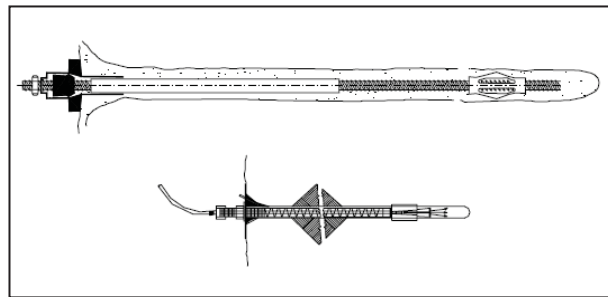


Imagen 1.12.- Pernos individuales. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág.

519).

**Anclajes tensionados:** de igual manera

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>,

expresa que son la colocación de un grupo de tirantes de acero, colocados dentro de la roca, anclando su punta y tensionándose desde la superficie, para generar compresión que contrarreste la acción de desprendimiento de la roca. En la

superficie, en la cabeza del anclaje se coloca una placa de metal que fija el anclaje y permite el tensado de los tirantes.

En el proceso de las estructuras ancladas es muy importante, las perforaciones son aproximadamente entre 10 y 20 cm. de diámetro y hasta 3 metros de profundidad según se requiera, realizada con un tubo perforador, durante la perforación van que dando residuos dentro de ella se utiliza un barreno para retirarlos y seguir con la perforación, así hasta llegar a la profundidad requerida. Después se limpia la perforación con agua a presión, se coloca los tirantes o varillas protegidos contra la corrosión y se inyecta el cemento a presión hasta sellar toda la perforación, se realiza la sujeción correspondiente en la superficie y en algunos casos se aplica concreto lanzado para complementar el refuerzo.

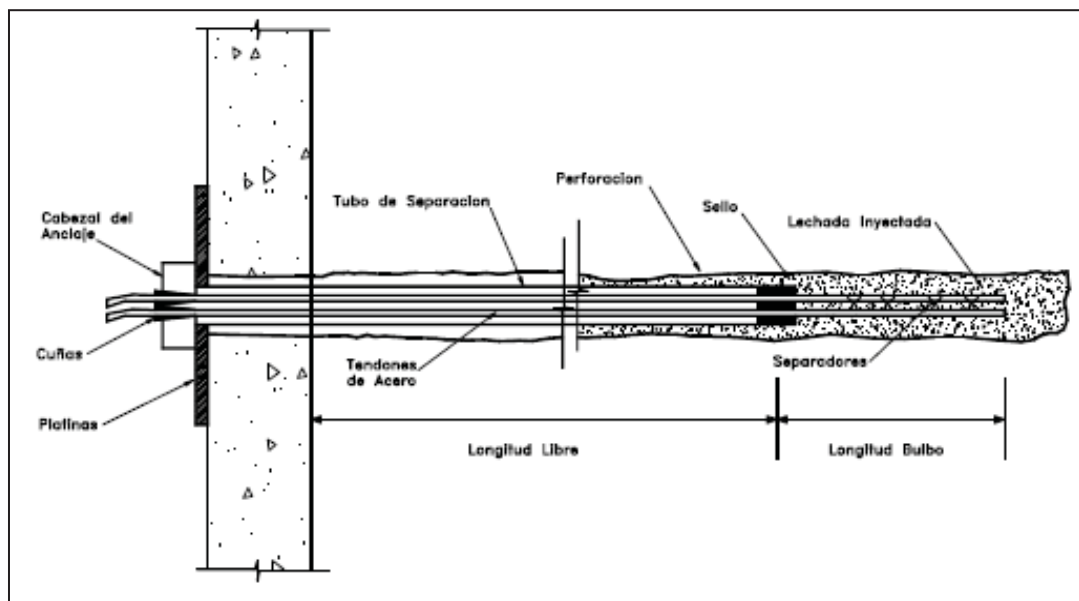


Imagen 1.13.- Anclajes tensionados. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág.

520).

### 1.2.5.- Estructuras enterradas.

Son estructuras esbeltas, estas se empotran con su punta inferior en el terreno, están sometidos a esfuerzos de flexión y cortante en su interior, estas estructuras se dividen en tablaestacas o ataguías, pilotes y pilas.

**Tablaestacas:** Braja M. Das (2001), precisa que las ataguías o tablaestacas se utilizan principalmente para construir contenciones en las zonas costeras, ya que no requieren tener un drenaje, y también son útiles para realizar cortes apuntalados evitando derrumbes, para su construcción primero se hunden en el terreno, algunas veces se realizan tirantes de anclajes entre estructura terreno y después se coloca el relleno.

Pueden ser elaboradas de diferentes materiales como son:

**Madera:** se utilizan para estructuras muy ligeras y temporales que se encuentren por encima del nivel freático, ya que el agua degrada fácilmente la madera, para sus uniones se utilizan principalmente tiras metálicas.

**Concreto prefabricado:** son estructuras muy pesadas ocupan ser reforzadas con acero, para soportar los esfuerzos permanentes a los que estará sometida durante su vida útil y esfuerzos durante su construcción.

**Acero:** la utilización de estas estructuras es por la razón de que resisten grandes esfuerzos, pueden ser flexibles a comparación de los elementos de concreto, son prefabricadas, son muy ligeras y pueden ser reutilizadas.

**Aluminio:** son muy similares a las de acero.

Las tablaestacas se dividen en dos tipos, ancladas y voladizo.

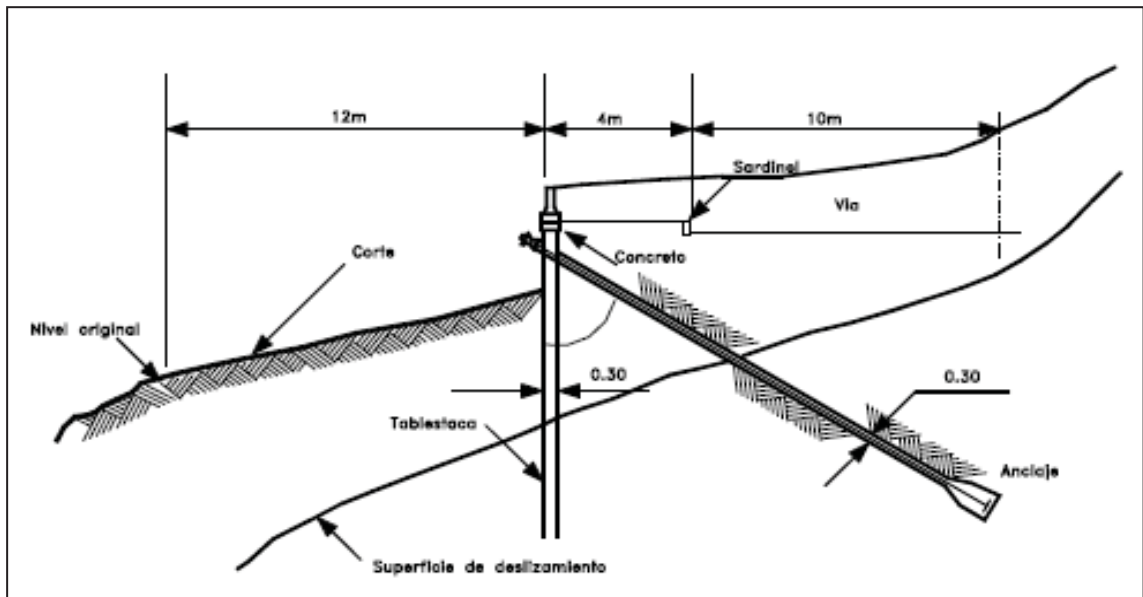


Imagen 1.14.- Tablaestacas. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág. 532).

**Pilotes:** haciendo referencia a lo que dice José de la Cera Alonso (2008), la utilización de pilotes como estructuras de contención no es muy común, ya que principalmente se utilizan para soportar estructuras como puentes y edificios entre otras.

Existen pilotes para resistir las cargas laterales, pueden ser pilotes verticales o inclinados o un combinado de los dos tipos, los pilotes son utilizados en conjunto con las tablaestacas anteriormente mencionadas, es muy raro cuando se utilizan solos para la contención. Ya que en un grupo de pilotes los esfuerzos laterales producidos por el material contenido, pueden producir volteo y levantamiento de la estructura.

La resistencia de los pilotes y su factor de seguridad, dependen de la profundidad a la que se encuentre hincado por debajo de la superficie de falla. Los pilotes se deben diseñar contra esfuerzos de flexión y cortante, la presión lateral no debe ser mayor a la capacidad de soporte del pilote, el terreno entre pilotes no debe ser excavado, para no alterar su estabilidad.

Los pilotes pueden ser fabricados de madera, acero y concreto (prefabricados o colados en el lugar).

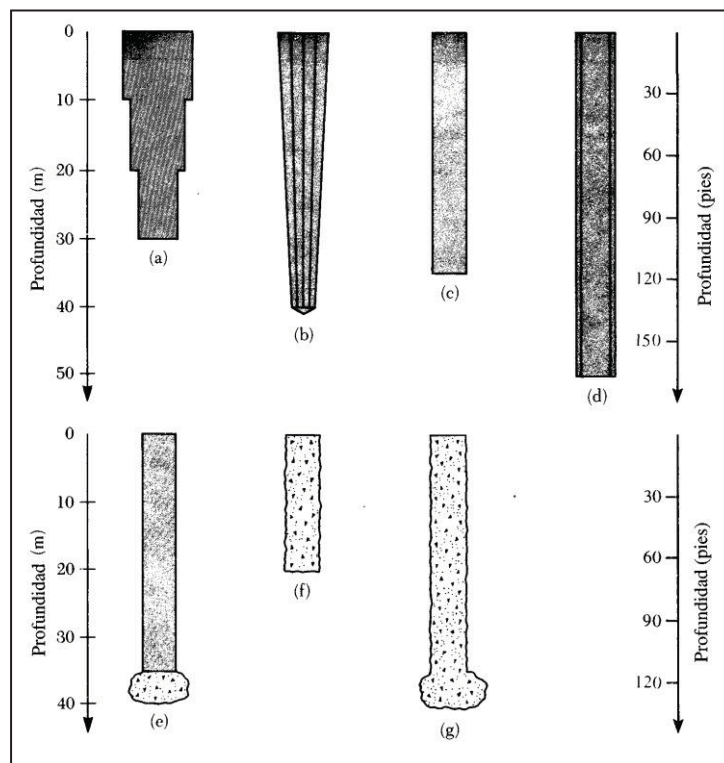


Imagen 1.15.- Pilotes de concreto. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág. 569).

**Pilas:** son estructuras construidas con pilas de gran diámetro unidas entre sí, formando un muro de gravedad, las pilas utilizadas son de concreto armado, similares a las utilizadas para los edificios, se construye la contención con una o dos hileras según lo requiera el terreno.



De la misma manera Cera Alonso (2008), habla de que la estructura consiste en una o dos hileras de pilas de aproximadamente 1 metro de diámetro hechas en el sitio y espacio entre cada pila igual a su diámetro, unidas una a otra por medio de vigas, el sistema de pilas puede construirse en el pie, parte media o alta de la zona de deslizamiento.

La profundidad a la que deben ser colocadas es debajo de la zona de falla, tema que se trata más adelante. Para que las pilas adquieran más resistencia se pueden realizar anclajes en el terreno, por medio de cables unidos a masas de concreto dentro del terreno.

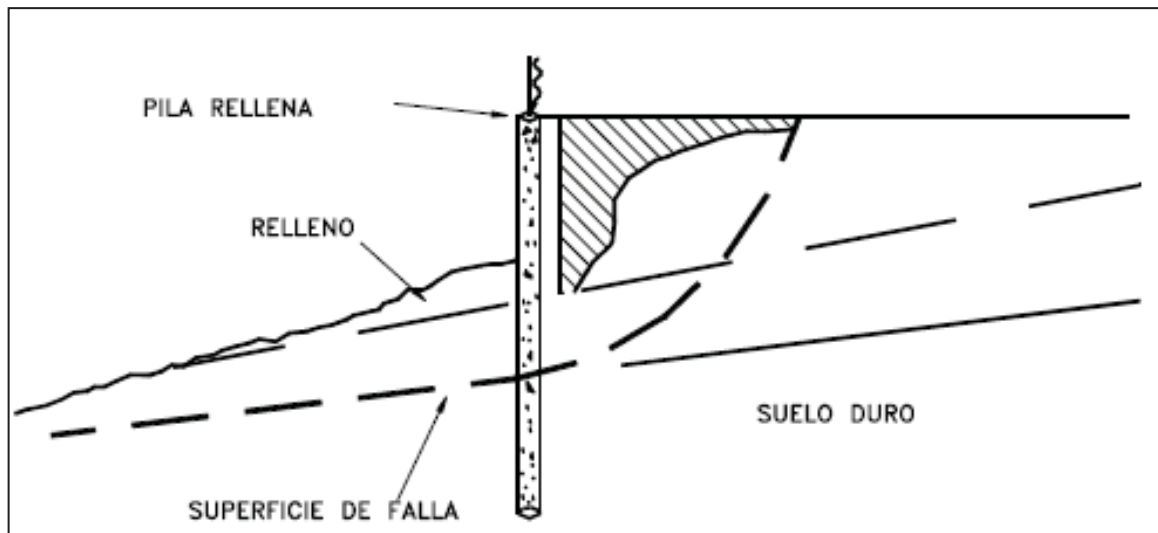


Imagen 1.16.- Contención por pilas. (Fuente:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes,2009>, pág.

536).

### **1.3.- Criterios de selección del tipo de estructuras.**

Estos son los principales factores que deben tenerse en cuenta para realizar la selección del muro de contención:

- 1.- Su localización y espacio disponible.
- 2.- Altura del muro y topografía inicial y final.
- 3.- Condiciones y características del terreno así como el nivel de aguas freáticas.
- 4.- Condiciones de movimientos del terreno durante su construcción, al igual que durante su periodo de vida útil.
- 5.- Materiales a utilizar en su construcción.
- 6.- Tiempo que se tiene para construirlo.
- 7.- Apariencia con la que debe cumplir.
- 8.- Su vida útil y mantenimiento.

#### **1.3.1.- Criterios de comportamiento.**

Toda estructura de contención y cada una de sus partes debe cumplir con las condiciones necesarias de estabilidad, rigidez, flexibilidad, durabilidad, volteo, etc. Durante su construcción y tiempo de vida útil para el que se diseña. Se debe examinar y analizar en cada caso la interacción suelo-estructura. Si la estructura de contención no cumple con algunos criterios de comportamiento se considera que

alcanzo su “Estado Limite” cuando se diseña el muro se debe considerar todos los comportamientos posibles, para obtener la seguridad adecuada.

Dice Ángel Muelas Rodríguez (s/f), en las estructuras de contención debe analizarse el estado límite último y el estado limite de servicio, esto para comprobar que tan segura será.

**Estados limite últimos.-** dentro de estos estados se debe considerar, la estabilidad, capacidad estructural y falla del terreno combinado con la falla de la estructura. Es el estado donde la estructura puede fallar ya sea por desplazamiento o fractura de la estructura, debe estudiarse el estado anterior a la falla o colapso.

Verificación de la estabilidad

$$Ed,dst < \acute{o} = Ed, stb$$

Donde:

$Ed,dst$  es el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.

$Ed, stb$  es el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

Verificación de la resistencia

$$Ed < \acute{o} = Rd$$

Donde:

$Ed$  es el valor de cálculo del efecto de las acciones.

$Rd$  es el valor de cálculo de la resistencia del terreno.

**Estados límites de servicio.-** en las estructuras de contención se deben considerar, los movimientos o deformaciones de la estructura y cada uno de sus elementos, para que no produzcan la falla y no se afecte la apariencia y eficiencia de la estructura y no permitir la infiltración de agua a través o por debajo de la estructura.

Los estados límites de servicio deben considerar las acciones y efectos de las acciones permanentes y variables que actúan sobre la estructura. El valor de los esfuerzos del terreno será evaluado, considerando su estado inicial, tensiones, resistencias, y deformabilidad tanto del suelo como de las estructuras.

“Se debe comprobar que los desplazamientos estimados no superan a los permisibles.

Deberá efectuarse una estimación conservadora de las deformaciones y desplazamientos de los elementos de contención y de su efecto en estructuras y servicios próximos, basada en la experiencia de construcciones similares de la zona, si los cálculos iniciales indican que no se cumpla la condición anterior” (Anzules; s/f: 22).

Las vibraciones provocadas por el proceso de ejecución o cargas de tráfico deben ser analizadas ya que pueden afectar los movimientos del elemento de contención y estructuras.

## **CAPÍTULO 2**

### **MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO, MAMPOSTERÍA Y PIEDRA.**

En este capítulo se trata el tema de los muros de contención de concreto, mampostería y piedra, ya que se consideran los más sobresalientes de las estructuras de contención de las que se habla en el capítulo 1, los de mampostería y piedra porque los muros existentes en el Fraccionamiento El Milagro de la ciudad de Uruapan Michoacán, son de este tipo y los de concreto porque se considera que pueden ser la alternativa de propuesta para los muros de la segunda etapa de construcción. Además en el presente capítulo se habla sobre aspectos a considerar del terreno para el cálculo de los muros.

#### **2.1.- Definición de muro de contención.**

Según Barros P. (1974), los muros de contención son obras destinadas a la contención de tierras, aunque también se pueden utilizar para contenes diferentes materiales, por ejemplo agua. Estos deben ser calculados considerando las presiones de la tierra al igual que la del agua que se infiltra en la tierra.

De acuerdo con Muelas Rodríguez (s/f), los muros de contención son elementos destinados a mantener y establecer una diferencia de niveles en un terreno, con una pendiente mayor a la que permita su resistencia. Estructuras que resisten deformaciones transmitiendo a su base los empujes laterales del suelo.

Los muros de contención son estructuras utilizadas para proporcionar un control a materiales que por diversas condiciones no pueden obtener su pendiente necesaria para su estabilidad.

## **2.2.- Antecedentes.**

El Instituto Nacional de Antropología e Historia (2011), dice que en la costa central de Nayarit, México, se encontraron cuatro grandes paredes paralelas y datan de entre año 900 y 1100 d.C. realizadas por la cultura Atatlán, surgida durante los primeros siglos de la era actual, tuvo un gran desarrollo y crecimiento entre los años 200 y 900 d.C. alcanzó una gran amplitud geográfica en el occidente de lo que hoy es México.

El sistema de muros encontrados sobresale por la calidad y estado en que se conservan, son cuatro muros ubicados sobre una planicie aluvial, que forman parte de una ampliación de plataforma.

## **2.3.- Clasificación de los muros de contención.**

En el capítulo pasado se habló de la clasificación de las estructuras de contención y características de cada tipo, en este capítulo tenemos otra clasificación más específica donde solo se consideran los muros.

### **2.3.1.- Muros de contención convencionales y su clasificación.**

De acuerdo con Braja M. Das (2001). Estos muros se clasifican en cuatro diferentes tipos que son:

### **2.3.1.1.- Muros de contención de gravedad.**

Son contruidos de concreto armado, con mampostería de piedra, etc. Se les llama de gravedad a todos aquellos que su estabilidad depende de su peso propio así como del suelo apoyado sobre él a su favor.

Establece Muelas Rodríguez (s/f), los muros de gravedad son elementos de contención de grandes dimensiones que deben mantener equilibrados los empujes, utilizando únicamente su peso, sin que se produzcan movimientos excesivos que pongan en riesgo toda la estructura. Su formas son muy variadas la mayoría de las veces se refuerzan con acero, para tener las deformaciones permisibles.

Se considera que para muros de gravedad de gran altura no resultan muy económicos se recomiendan para muros menores de 5m. Estos muros pueden construirse de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. Para el predimensionamiento de estos tipos de muros se considera a la base alrededor de 0.4 y 0.7 de la altura, pero lo que rige son las dimensiones para tener la estabilidad ante el volcamiento y deslizamiento y producir solo presiones permisibles.

#### **2.3.1.1.1.- Muros de concreto ciclópeo.**

Según lo establecido en la norma N-CTR-CAR-1-02-003/04 (2000), el concreto ciclópeo, es el concreto formado por una mezcla de materiales pétreos que son aproximadamente el 60% del volumen total y 40% de concreto normal. Las rocas que se agregan al concreto son de aproximadamente 30 kg por pieza, colocadas a mano revisando que queden embebidas en él, las piedras utilizadas en su elaboración serán piedras limpias y sin materiales extraños para que no se afecte su adherencia.

Las rocas a utilizar deben ser mojadas previamente a su utilización y serán colocadas con cuidado sin dejarlas caer dentro del concreto ya que pueden causar

daños tanto a la cimbra como al concreto fresco, se deben colocar las rocas a una separación de 15 cm mínimo entre piedra y piedra, en la zona de las caras superficiales se debe considerar una separación de 10 cm y en la coronación de 30 cm.

La resistencia mínima para la elaboración de este concreto debe ser  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ .

Se debe considerar un terminado del muro uniforme sin canalizaciones, ondulaciones, oquedades y cualquier tipo de irregularidades.

La cimbra debe tener un especial cuidado para evitar rugosidades y bordes salientes que afecten su apariencia.

En su proceso de diseño se debe verificar su resistencia ante cortante y flexión.

#### **2.3.1.1.2.- Muros de mampostería.**

La SAGARPA (2010), indica que los muros de contención de mampostería son estructuras solidas, en las que se utilizan fragmentos de roca y cemento armado, están sujetos a flexión ejercidos por los materiales contenidos. Su objetivo es reducir y detener los empujes horizontales producidos por las diversas sollicitaciones a que está sometido como pueden ser empuje de tierra, agua, vientos, sismos, peso propio, etc.

Estos muros son de gran durabilidad y resistencia al deterioro ambiental, su construcción al igual que su mantenimiento es fácil.

Por la utilización de piedra en su construcción tienen la desventaja de no poder ser construidos en terrenos con poca consistencia y cohesión ya que podrían producirse hundimientos.



De acuerdo con Hernández B. (1975), La mayoría de los muros que se construyen a base de mampostería son de tercera clase es decir de piedras naturales sin labrar, por mortero arena cemento.

Para que las piedras se puedan emplear en los muros deben satisfacer los siguientes requisitos:

Resistencia mínima a la compresión en dirección normal a los planos de formación. . . . . .150 kg/cm<sup>2</sup>.

Resistencia mínima a la compresión en dirección paralela a los planos de formación. . . . . .100 kg/cm<sup>2</sup>.

Absorción máxima. . . . . . 4%.

Resistencia al intemperismo: máxima pérdida de peso después de 5 ciclos en solución saturada en sulfato de sodio. . . . . .10%.

Como se mencionó anteriormente las piedras que se utilizan no necesitan ser labradas, pero debe evitarse la utilización de piedras redondeadas o cantos rodados.

El volumen mínimo de elementos mayores a 30 kg debe ser el 70% del volumen total del muro.

El mortero que se utiliza para juntar las piedras debe de cumplir principalmente con el siguiente requisito:

Según las Normas Técnicas para Mampostería del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (2001), su resistencia a la compresión deberá ser mínimo de  $40 \text{ kg/cm}^2$ .

Para su diseño se debe tomar en consideración, el esfuerzo resistente a compresión,  $f_m^*$ , sus valores recomendados son los siguientes:

Mampostería junteada con mortero de resistencia a compresión mayor a  $50 \text{ kg/cm}^2$ . . . . .  $F_R f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2$

$$F_R = 0.3$$

Mampostería junteada con mortero de resistencia a compresión menor a  $50 \text{ kg/cm}^2$ . . . . .  $F_R f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$

$$F_R = 0.4$$

También se debe tomar en consideración, el esfuerzo resistente a cortante,  $v_m^*$ , sus valores recomendados son los siguientes:

Mampostería junteada con mortero de resistencia a compresión mayor a  $50 \text{ kg/cm}^2$ . . . . .  $F_R v_m^* = 0.6 \text{ kg/cm}^2$

$$F_R = 0.012$$

Mampostería junteada con mortero de resistencia a compresión menor a  $50 \text{ kg/cm}^2$ . . . . .  $F_R v_m^* = 0.4 \text{ kg/cm}^2$

$$F_R = 0.008$$

Para determinar la resistencia de la mampostería se debe verificar que en cada sección la fuerza normal actuante sea menor que la resistente que resulta de la siguiente expresión.

$$P_R = F_R f_m^* A_T [1 - (2e/t)]$$

Donde:

t= es el espesor de la sección.

A<sub>T</sub>= área de la sección.

e= excentricidad con la que actúa la carga, esta incluye los efectos de empujes laterales si existen.

La fórmula anterior solo es válida para casos con relación entre altura y espesor medio del elemento de mampostería no exceda de 5. Cuando la relación se encuentre en 5 y 10, se tomara la resistencia con el valor al 80% de la calculada con la formula anterior, cuando la relación sea mayor de 10 se deberá tomar en cuenta consideraciones de esbeltez.

Los resultados del diseño de este muro deben especificar.

Las dimensiones exteriores e interiores del muro, tolerancias, resistencia a la compresión, absorción de sus elementos, volumen, procedimiento de mezclado del mortero, resistencias a compresión y compresión diagonal de la mampostería, y si aplica especificar retención, fluidez, consumo de mortero, aditivos, si existe refuerzo sus tipos y diámetros, módulo de elasticidad y de cortante de la mampostería, detalle del refuerzo, traslape y anclajes.

El proceso de construcción es ir acomodando piedra por piedra, junteada con mortero producido a mano salvo en ocasiones donde los muros son de gran altura se emplea el uso de la revolvedora, la piedra se acomoda según la geometría especificada en el diseño.

Se utilizan piedras mayores de 30 cm que no tengan grietas o fisuras, ni caras redondeadas o boleadas, los espacios entre las piedras no deben ser mayores de 25 cm. en espacios mayores de tres cm entre piedras se deben colocar fragmentos de rocas o rajuelas para no permitir la existencia de puntos de falla.

Como se mencionó en el capítulo anterior los muros de mampostería de piedra se dividen en primera, segunda, tercera clase y piedra seca.

Según la norma N-CTR-CAR-1-02-001/00100 (2000), establece que la superficie debe estar limpia, nivelada y libre de toda materia orgánica, si se requiere deberá ser compactado, se colocara una plantilla de mortero de la misma resistencia del utilizado para juntear la piedra, esto para obtener una superficie uniforme.

Las piedras de mayor tamaño se deben colocar en la parte inferior de la estructura, las piedras se van cuatrapeando apoyando una sobre otra con una cierta inclinación formando el escarpe especificado en el diseño. Para la mampostería de primera, segunda y tercera clase las piedras deben saturarse antes de colocarlas, en los muros de piedras secas lo que se debe cuidar son las formas prismáticas lo más regulares posibles para proporcionar la estabilidad al muro.

Se deben colocar drenes en los muros, para eliminar el agua evitando su empuje, la ubicación de los drenes se diseña dependiendo el material donde se alojara la estructura y la precipitación del lugar.

Se deben considerar tolerancias con respecto a la ubicación del muro su sección y acabado los valores se muestran en la siguiente tabla.

Característica	Unidades en cm			
	Tipo de mampostería			
	Primera clase	Segunda clase	Tercera clase	Seca
Ubicación del elemento de mampostería respecto al eje de proyecto	±2	±2	±2	±2
Dimensiones de la base al nivel de desplante	+2	+3	+5	+5
Dimensiones del coronamiento al nivel del enrase	+1	+2	+3	+5
Salientes o huecos aislados en los paramentos visibles, con respecto al plano teórico	+0,5	+2	+4	+5
Salientes aisladas en los paramentos no visibles, con respecto al plano teórico	+15	+15	+15	+15
Desplome de planos de paramentos, con respecto al proyecto por metro de altura	0,3	0,3	0,5	0,5
Ancho de las juntas en los paramentos visibles, (máx)	2	3	5	5
Ancho de las juntas en los paramentos no visibles, (máx)	5	5	5	5

Tabla 2.1.- Tolerancias en ubicación, sección y acabados de muros de mampostería.

(Fuente:N-CTR-CAR-1-02-001/00100, 2000, pág. 7).

Al igual que en los muros de concreto en masa, en los de mampostería la sección clásica que se construye es la trapezoidal, aunque una ventaja de la construcción de estos muros, es que las secciones irregulares son fáciles de elaborar y por lo tanto el proyectista puede decidir qué forma geométrica utilizar.

### 2.3.1.1.3.- Muros de piedra o gaviones.

Expresa [http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes\(2009\)](http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes(2009)), que los muros gaviones son estructuras formadas por cajas construidas con mallas de alambre galvanizado rellenas con rocas del sitio del proyecto con el objeto de formar estructuras flexibles y permeables, se pueden utilizar también para controlar la erosión del terreno, estabilización de bancos,

revestimiento de canales y vertederos. Ya que la los esfuerzos producidos por los empujes del material contenido reside sobre las mallas en sus bordes, el acero debe ser más grueso en estas zonas.

Los muros gaviones son fáciles de construir y mantener en buen estado, pueden ser contruidos sobre suelos débiles, debido a que forman una masa muy flexible pueden soportar asentamientos y deformaciones mayores que las soportadas por otro tipo de muros, si llega a presentarse alguna falla se demolerán y repararan.

Para la elaboración se recomiendan tres mallas para que el muro tenga un buen comportamiento, malla hexagonal o de triple torsión, electrosoldada y la elaborada simple, hechas de acero galvanizado. El problema de estos muros es que debido a la humedad que existe en el medio ambiente se puede presentar la corrosión. El peso del muro gavión depende de la naturaleza y porosidad de la roca, la fórmula para calcularlo es:

$$\gamma_g = (1-n_r) G_s \gamma_w$$

Donde:

$n_r$ = Porosidad del enrocado.

$G_s$ = Gravedad especifica de la roca.

$\gamma_w$ = Peso unitario del agua.

En los diseños preliminares el valor de  $G_s$  puede tomarse igual a 2.6, en caso de que las utilizadas sean rocas duras, para el valor de  $n_r$  varía entre 0.3 y 0.4 dependiendo de qué tan angulosos sean los bloques.

De igual manera <http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes> (2009), menciona que el diseño de estos muros debe asegurar la estabilidad contra volteo, deslizamiento, así como la estabilidad del talud. Se deben evitar las deformaciones excesivas, el muro debe ser proporcionado para que la fuerza resultante actúe sobre el tercio medio de la estructura.

No existe un método universal para el diseño de los muros gaviones, estos muros resisten grandes deformaciones lo que también puede afectarlos ya que se pueden presentar fallas internas que lo pueden hacer ineficiente. Cada nivel de gaviones se debe analizar independientemente. Se debe tomar en cuenta el diseño de cada uno de los amarres en cada unión de cajas, los diámetros de los cantos utilizados deben ser de 15 a 30 cm. Tomar en cuenta los traslapes entre bloque y bloque, es necesario colocar entre el muro y el terreno una capa de geotextil y en la base un conducto que sirva como desagüe.

### **2.3.1.2.- Muros de contención de semigravedad.**

son similares a los de gravedad, solo que con una pequeña cantidad de acero, esto para que las secciones de muro se minimicen, esto debido a que el acero proporciona mayor resistencia a la flexión, además dentro de esta clasificación entran los muros de concreto armado, descritos a continuación.

#### **2.3.1.2.1.- Muros de concreto armado.**

Establece Torres Belandria (2008), hasta finales del siglo XIX los muros utilizados eran a base de mampostería y piedra, pero a partir del siglo XX comienzan a utilizarse muros de concreto en masa y concreto armado.

Barros P. (1974), explica, a diferencia de los muros de mampostería y piedra, en los muros de concreto armado, la resultante de los empujes producidos por el terreno no deben pasar por un punto específico necesariamente, por esta razón las estructuras pueden construirse más esbeltas.

Para decidir el tipo de muro a construir se debe revisar el tipo de terreno y para que estará destinado, los tipos de muros son los siguientes:

#### **2.3.1.2.1.1.- Muro de pantalla empotrada en el terreno.**

Estos muros se construyen cuando el terreno donde descansara es constituido por rocas de consistencia fuerte. Se recomienda para muros de aproximadamente 3 o 4 metros. Por seguridad el ancho de la base no debe ser menor a 20 cm.

#### **2.3.1.2.1.2.- Muro de talón.**

También dice Barros P. (1974), estos son muros utilizados cuando no se pueden construir la parte del muro llamada puntera, su talón debe ser de una dimensión aproximadamente 0.65 de la altura total del muro, esto para que el peso del material contenido, que está sobre el talón ayude a la estabilidad del mismo muro.

#### **2.3.1.2.1.3.- Muro con puntera y talón.**

Se considera uno de los muros más utilizados debido a su estabilidad. Para que este muro tenga mejor funcionamiento, se colocan tabiques acomodados transversalmente que crean un enlace entre la pantalla y el talón del muro.



#### **2.3.1.2.1.4.- Muro con puntera y sin talón.**

Este muro la mayoría de las veces se elabora por comodidades constructivas, como límites de propiedades.

#### **2.3.1.2.1.5.- Muros de contención en voladizo.**

Son hechos de concreto reforzado, estos constan de un tallo delgado y una losa de base, se considera que resultan económicos para construir hasta una altura de 8 m. como estos muros son diseñados para soportar la presión de la tierra el agua que se infiltra debe eliminarse por medio de sistemas de drenaje que deben ser colocados en la pared vertical, sino se elimina el agua esta puede producir presiones hidrostáticas indeseables perjudiciales para la estructura.

Para su predimensionamiento se considera que la plantilla debe de ser aproximadamente  $(1/10)$  de la altura, lo que rige esta dimensión son las fuerzas cortantes y los momentos flectores producidos por la tierra, su corona debe medir entre 20 y 30 cm.

#### **2.3.1.2.1.6.- Muros de contención con contrafuerte.**

Son similares a los muros de voladizo, solo que a cierta distancia se tienen losas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes, estas conectan al muro con la losa de base, su propósito es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes. Son económicos para muros mayores a 10 m. los contrafuertes están sometidos a esfuerzos de tensión por lo cual se debe colocar acero a lo largo de sí

mismos anclados en la pantalla del muro y en la losa de base. Se establece que la separación entre contrafuertes no debe ser mayor a 3 m.

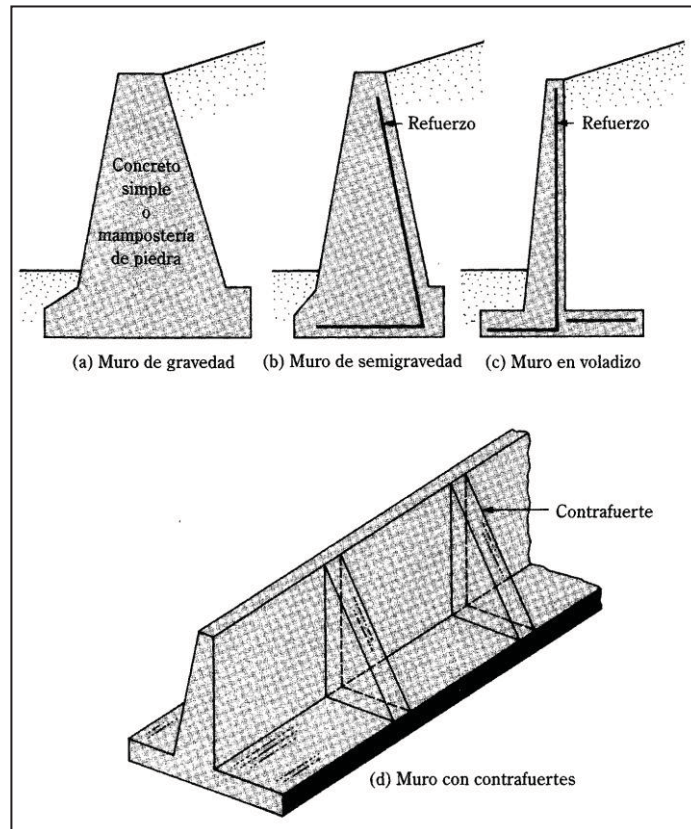


Imagen 2.1.- Muros de contención convencionales. (Fuente: Baraja M. Das, 2001, pág. 388).

#### 2.4.- Empujes sobre los muros.

De acuerdo con Braja M. Das (2001). Los empujes son acciones producidas por la tierra contenida así como por el agua, los empujes se dividen en empujes activos, pasivos y de reposo los primeros dos son la razón por la cual los muros pueden presentar fallas si su cálculo no es el correcto.

El empuje activo es el ejercido por la tierra que contiene el muro, los muros se construyen debido a su existencia.

El empuje pasivo es aquel que contrarresta la magnitud del empuje activo, este empuje se produce gracias al terreno que absorbe acciones producidas por el muro cuando existe desplazamiento.

Como dice Ángel Muelas Rodríguez (s/f). El empuje en reposo es aquel que existe durante un estado intermedio, este corresponde al estado de tensión en el que se encuentra inicialmente la tierra.

Manuel Guevara Anzules (2009). Establece que el desarrollo de estos empujes depende de la interacción entre el muro, el terreno y su desplazamiento. La aparición de estos empujes también depende del tipo de material que se contiene y sus características.

## **2.5.- Estabilidad de los muros.**

Para el análisis y revisión de los muros se toman en cuenta las diferentes fuerzas que actúan sobre él, como son empuje de tierra, peso propio, cargas y sobrecargas, esto para garantizar su seguridad ante el volcamiento, desplazamiento y presiones de contacto.

El peso propio del muro es la fuerza que actúa sobre su centro de gravedad.

Se realiza una selección de dimensiones tentativas para verificar la estabilidad del muro a construir, si el muro conserva una altura constante se analiza solo una longitud unitaria, si las medidas seleccionadas no dan un resultado satisfactorio se modifican hasta que la estabilidad sea la adecuada.

En el diseño de los muros se determinan diferentes partes o zonas, en algunos muros no es necesario que cuenten con todas.

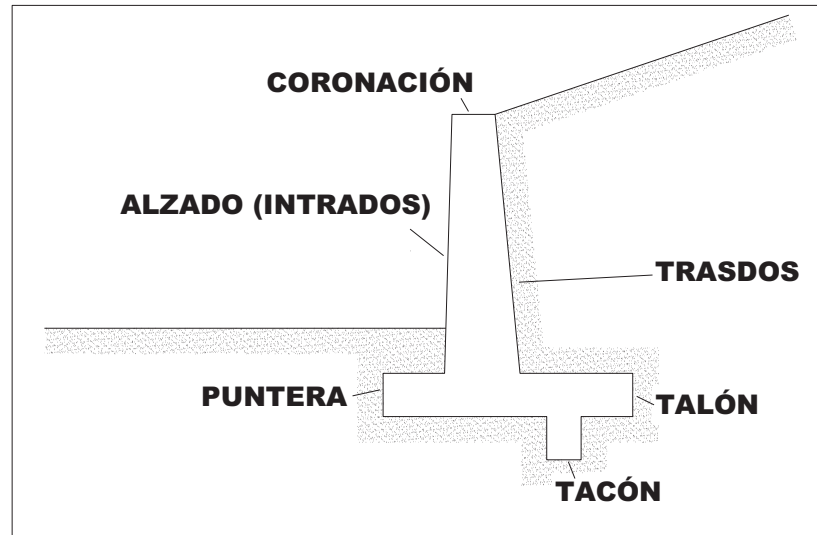


Imagen 3.1.- Partes de un muro de contención. (Fuente: Barros P. 1974, pág.12).

En un muro pueden presentarse fallas de las partes individuales ya sea por las fuerzas cortantes o momentos.

Como dice José Barros P. (1974). Los tipos de fallas que pueden presentarse en un muro son los siguientes:

a.- Deslizamiento, este ocurre debido al empuje activo, y a que las dimensiones del talón o la puntera no son de las dimensiones adecuadas, para proporcionar la adherencia ante el rozamiento entre la estructura y el terreno. La solución para este tipo de falla es aumentar las dimensiones del talón o de toda la base hasta conseguir la adherencia perfecta.

b.- Rotura del alzado, esta falla se produce cuando no se tiene una correcta unión entre el alzado y la base, ya que en la zona donde se unen se presenta un momento y un esfuerzo cortante. La solución para este tipo de falla es la construcción de una armadura o en su caso el anclaje necesario para soportar las sollicitaciones mencionadas.

c.- Vuelco o volteo, la parte llamada puntera produce una presión sobre el terreno, si esta presión supera la resistencia del terreno, la puntera provoca un asentamiento de ese terreno dando lugar al vuelco o volteo del muro. La solución es aumentar las dimensiones de la base de contacto entre el muro y el suelo, ya que entre más grande la superficie menor será la presión.

d.- Roturas de la puntera y el talón, esta falla existe cuando no se ha colocado la armadura o anclaje entre estas dos partes, se presentan grietas que terminara con una rotura entre las piezas. La solución es la construcción de la armadura o anclaje necesarios.

e.- Por deslizamiento profundo del suelo en el que se encuentra el muro, el fallo se produce cuando se cree que el suelo donde se asentara el muro es uniforme, y no es cierto ya que al sondear los terrenos el diseñador del muro se puede darse cuenta de que algunas veces existen cambios drásticos en los estratos de suelo, con lo cual se ve afectada su resistencia, ante el peso del muro puede llegar a fallar.

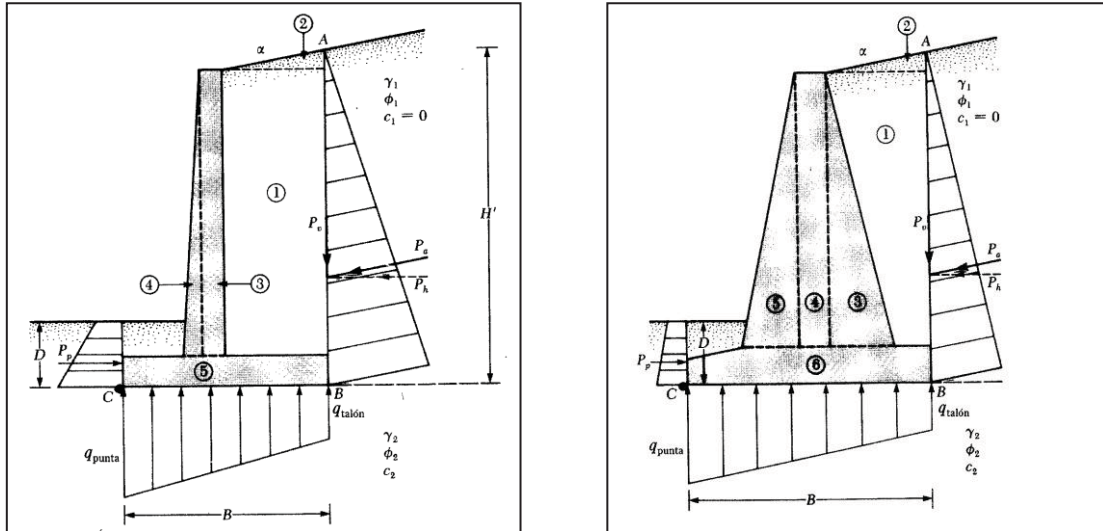


Imagen 2.3.- Fuerzas actuantes sobre el muro. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.396).

### Revisión por deslizamiento en la base del muro.

Braja M. Das (2001), habla sobre el deslizamiento a lo largo de la base, su factor de seguridad es expresado por la ecuación siguiente:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = (\Sigma F_R) / (\Sigma F_d)$$

Donde:

$\Sigma F_R$  = suma de las fuerzas horizontales resistentes.

$\Sigma F_d$  = suma de las fuerzas horizontales de empuje.

Inmediatamente debajo de la base del muro se presenta una resistencia al cortante del suelo y es representada por:

$$s = \sigma \tan \delta + c_a$$

Donde:

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base.

$c_a$  = adherencia entre el suelo y la losa de base.

Se obtiene una fuerza resistente máxima del suelo por unidad de longitud en la base de la losa de cimentación del muro y está determinada por la siguiente expresión:

$$R' = s = s (B \times 1) = B\sigma \tan\delta + Bc_a$$

Donde:

$s$  = área de la sección transversal.

$B\sigma$  = suma de las fuerzas verticales =  $\Sigma V$ .

$B$  = ancho de la base del muro.

Por lo tanto:

$$R' = (\Sigma V)\tan\delta + Bc_a$$

De igual manera el mismo autor explica si existe terreno que produzca empuje pasivo entonces debe considerarse dentro de la fórmula anterior ya que este empuje produce una resistencia horizontal ( $P_p$ ), entonces la fórmula es:

$$R' = \Sigma F_{R'} = (\Sigma V)\tan\delta + Bc_a + P_p$$

La fuerza que tiende a generar el desplazamiento es la fuerza producida por el empuje activo ( $P_a$ ), determinada en la siguiente fórmula:

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha$$

$\alpha$  = ángulo de inclinación del talud del relleno que produce el empuje activo.

La fórmula del factor de deslizamiento queda de la siguiente manera:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = [(\Sigma V) \tan \delta + B c_a + P_p] / (P_a \cos \alpha)$$

El factor mínimo requerido ante el deslizamiento debe ser de 1.5. en algunos cálculos de este factor se desprecia el empuje pasivo  $P_p$ . sustituyendo  $\delta = \kappa_1 \phi_2$  y  $c_a = \kappa_2 c_2$  en la mayoría de los casos  $\kappa_1 \kappa_2$  están entre  $1/2$  y  $2/3$  respectivamente.

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = [(\Sigma V) \tan \kappa_1 \phi_2 + B \kappa_2 c_2 + P_p] / (P_a \cos \alpha)$$

$\phi_2$  = ángulo de fricción del suelo.

Según Braja M. Das (2001), en algunos casos de muros no se cumple con el factor de seguridad de 1.5 y es necesaria la utilización de un dentellón en la base. a continuación se muestran las fórmulas de empuje pasivo por unidad de longitud de muro con y sin dentellón.

$$\text{Sin dentellón: } P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 \delta_2 D^2 K_p + [2 c_2 D (K_p)^{0.5}]$$

Donde:

$\gamma_2$  = peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base.

$K_p$  = coeficiente de presión pasiva de Rankine =  $\tan^2(45 + \phi_2/2)$

$c_2$  = cohesión del suelo.



$D$ = dimensión del terreno que produce le empuje pasivo sobre el muro, medido desde la superficie del terreno hasta el fondo de la base del muro, su dimensión mínima es de 2 pies.

$$\text{Con dentellón es: } P_p = \frac{1}{2}\gamma_2 D_1^2 K_p + [2c_2 D_1 (K_p)^{0.5}]$$

$D_1$ = dimensión del terreno que produce le empuje pasivo sobre el muro, medido desde la superficie del terreno hasta el fondo del dentellón.

Como la  $D_1 > D$  el empuje pasivo con el dentellón es mayor el factor de seguridad se incrementa, el dentellón es construido principalmente en la zona donde se coloca el acero para así prolongarlo hasta el dentellón.

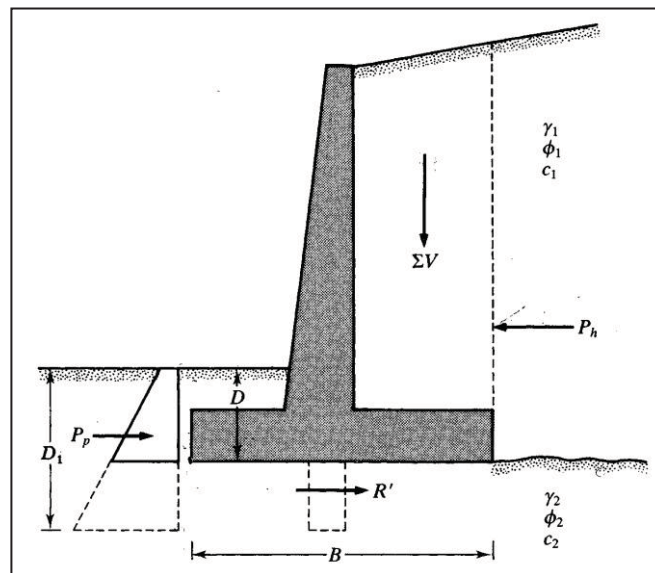


Imagen 2.4.- Empujes que influyen en el deslizamiento de la base. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.399).

De acuerdo con Braja M. Das (2001), otra forma de incrementar el valor de  $FS_{(\text{deslizamiento})}$  es la reducción del valor del empuje activo, una manera de lograr esto es con una inclinación del terreno en el talón del muro.

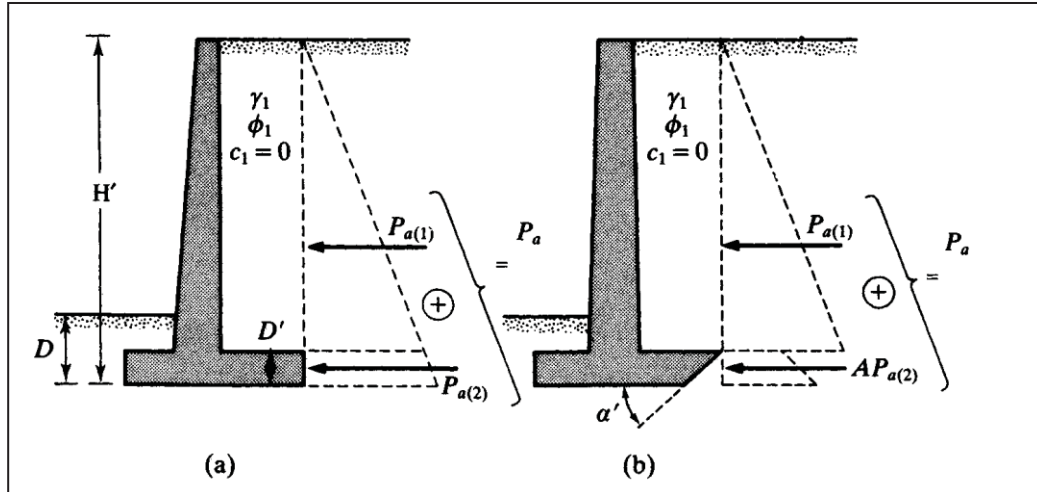


Imagen 2.5.- Reducción del empuje activo utilizando inclinación en el terreno.

(Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.400).

$$P_a = P_{a(1)} + P_{a(2)}$$

$P_{a(2)}$  se reduce cuando se inclina el talón y se toma el valor  $AP_{a(2)}$ . La magnitud  $A$  es válida para  $\alpha' = 45^\circ$  como se muestra en la figura (b) de la imagen anterior. Para la determinación del valor  $A$  se utiliza la siguiente gráfica.

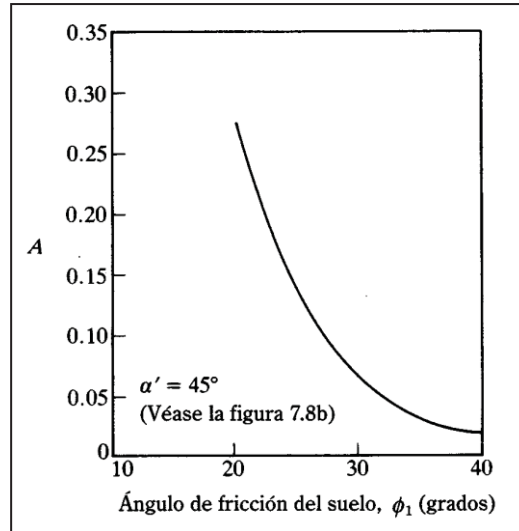


Imagen 2.6.- Gráfica para determinar el valor de la magnitud A. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.401).

$$\text{El valor de } P_{a(2)} = A/2\gamma_2K_a[H'^2 - (H' - D')^2]$$

$$\text{Por lo que el valor de } P_a = 1/2\gamma_2K_a(H' - D')^2 + A/2\gamma_2K_a[H'^2 - (H' - D')^2]$$

Por lo que se demuestra que en algunos casos es factible realizar la inclinación del talón.

### Revisión por vuelco o volteo.

Según Rankine la magnitud de la presión pasiva ( $P_p$ ) es:

$$P_p = 1/2 K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 D (K_p)^{0.5}$$

A continuación se muestran las gráficas para estimar la presión del relleno contra muros de retención que soportan rellenos con superficies planas, según Terzaghi (1967).

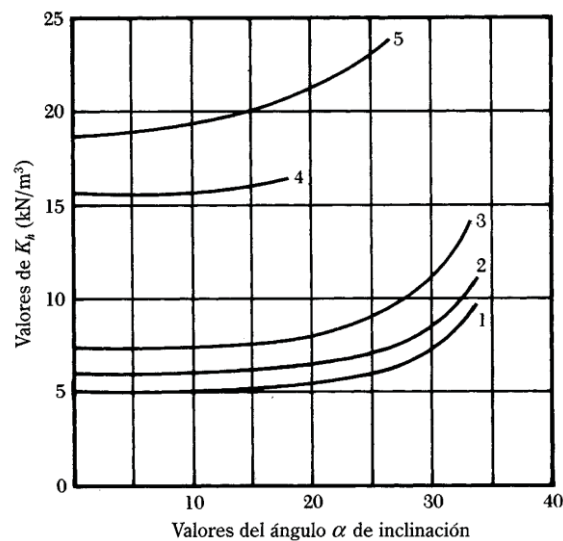
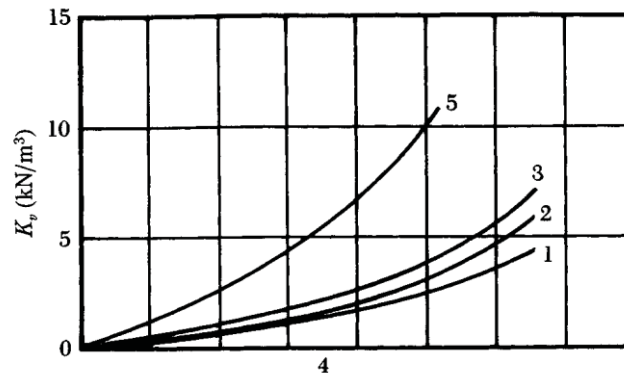
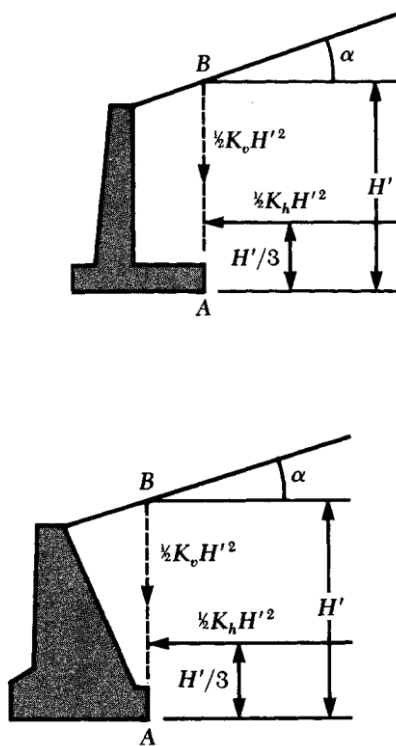
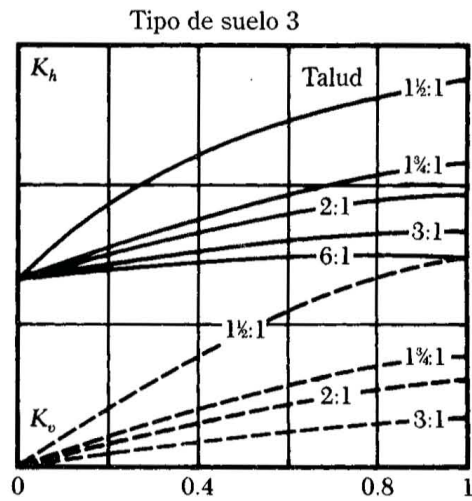
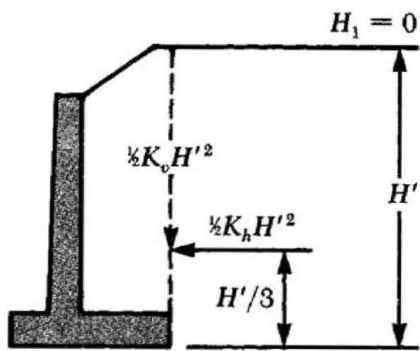
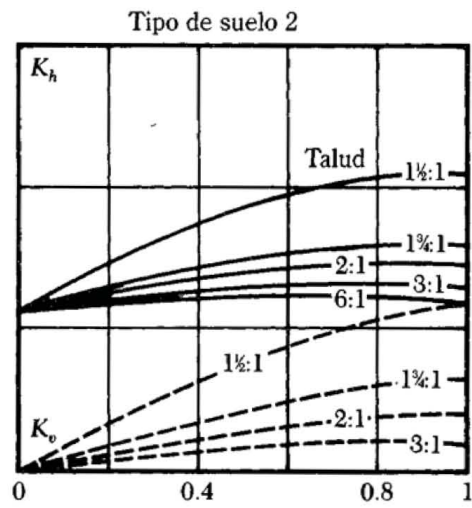
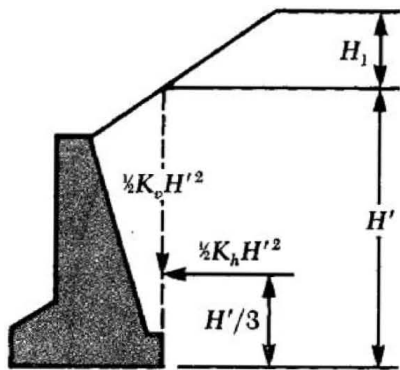
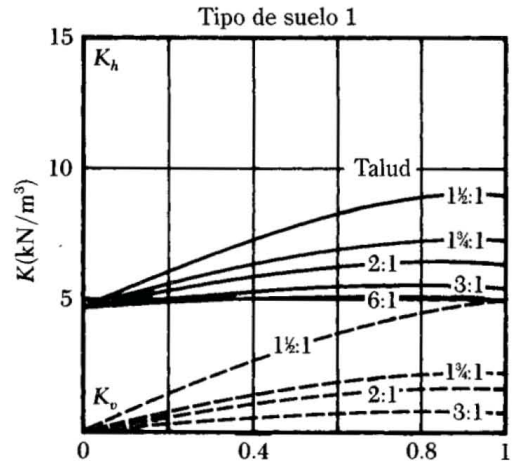
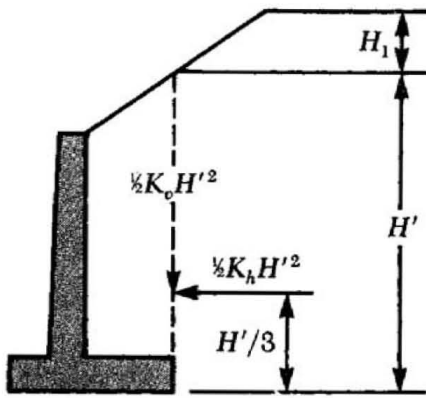


Imagen 2.6.- Gráficas para estimar la presión del relleno. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.393).

Los valores de la presión se calculan con un valor de  $H'$  de 1.3 m menor que el valor real. Los números sobre las curvas indican el tipo de suelo mostrado en la siguiente tabla.

Material de relleno	Rango de $\delta$ (grados)
Grava	27-30
Arena gruesa	20-28
Arena fina	15-25
Arcilla firme	15-20
Arcilla limosa	12-16

Tabla 2.1.- Tipos de suelos y sus rangos de ángulos de fricción. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.392).



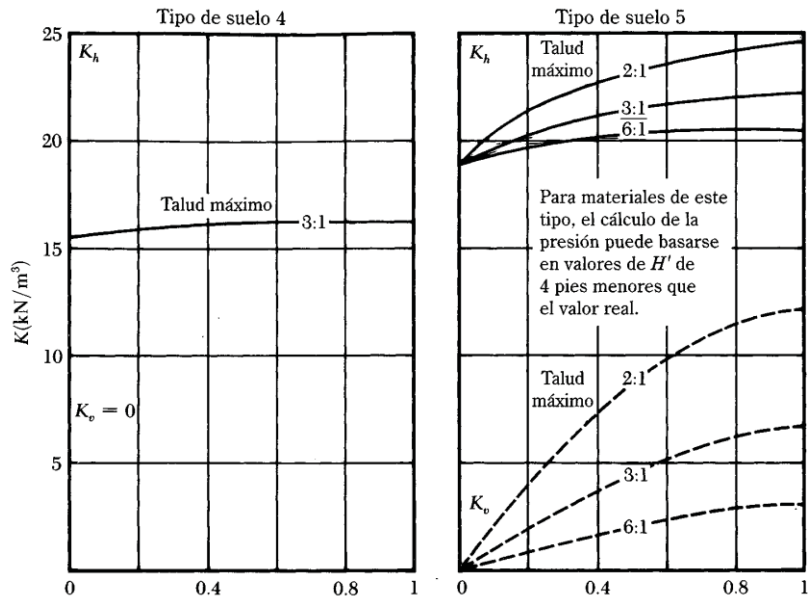


Imagen 2.7.- Gráficas para estimar la presión contra los muros que soportan rellenos con superficies inclinadas hacia arriba hasta una distancia donde se vuelve horizontal. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.394).

Los números de los suelos en las gráficas significan:

- “1.- Suelo grano grueso sin partículas de suelo fino, muy permeable (arena limpia o grava).
- 2.- Suelo de grano grueso de baja permeabilidad debido a la presencia de partículas del tamaño de limo.
- 3.- Suelo residual con rocas, arena limosa fina y materiales granulares con contenidos de arcilla.
- 4.- Arcilla blanda o muy blanda, limos orgánicos o arcillas limosas.
- 5.- Arcilla media o firme depositada en tozos y protegida en forma tal que una cantidad despreciable de agua penetra en los espacios entre los trozos durante

inundaciones o fuertes lluvias. Si esta condición de protección no es satisfecha, la arcilla no debe usarse como material de relleno. Con rigidez creciente de la arcilla, el peligro en la pared debido a la infiltración del agua crece rápidamente". (M. Das; 2001: 395).

El factor de seguridad contra el volteo respecto a la punta que se encuentra en el fondo de la base en el extremo que coincide con el empuje pasivo.

$$FS_{(\text{volteo})} = \Sigma M_R / \Sigma M_O$$

Donde:

$\Sigma M_R$  = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto mencionado.

$\Sigma M_O$  = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto.

El momento de volteo es determinado por la siguiente ecuación:

$$\Sigma M_O = P_h(H'/3)$$

Donde:

$$P_h = P_a \sin \alpha$$

También indica Braja M. Das (2001), para determinar el cálculo resistente,  $\Sigma M_R$  (despreciando  $P_p$ ), se consideran los valores de tabla mostrada en seguida donde se indica el peso del suelo colocado arriba del talón, el peso del concreto o

mampostería, son las fuerzas que ayudan al momento resistente, así como también la componente vertical de la fuerza ( $P_v$ ) que es igual a:

$$P_v = P_a \sin \alpha$$

El momento de esta fuerza se determina de la manera siguiente:

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha B$$

Sección (1)	Área (2)	Peso/unidad de longitud de muro (3)	Brazo de momento medido desde C (4)	Momento respecto a C (5)
1	$A_1$	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	$X_1$	$M_1$
2	$A_2$	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	$X_2$	$M_2$
3	$A_3$	$W_3 = \gamma \times A_3$	$X_3$	$M_3$
4	$A_4$	$W_4 = \gamma \times A_4$	$X_4$	$M_4$
5	$A_5$	$W_5 = \gamma \times A_5$	$X_5$	$M_5$
6	$A_6$	$W_6 = \gamma \times A_6$	$X_6$	$M_6$
		$P_v$	$B$	$M_v$
		$\Sigma W$		$\Sigma M_R$

*Nota:*  $\gamma_1$  = peso específico del relleno  
 $\gamma$  = peso específico del concreto

Tabla 2.2.- Tipos de suelos y sus rangos de ángulos de fricción. (Fuente: Braja M.

Das, 2001, pág.397).

Ya determinado  $SMR'$  el factor de seguridad se calcula así:

$$FS_{(volteo)} = (M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v) / P_a \cos \alpha (H'/3) - M_v$$

El valor recomendado de este factor es de 2 a 3.

Algunos calculistas prefieren despreciar calcularlo así:

$$FS_{(volteo)} = (M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6) / P_a \cos \alpha (H'/3) - M_v$$

El número de momentos varía de acuerdo a las secciones consideradas.



## Revisión de la falla por capacidad de apoyo.

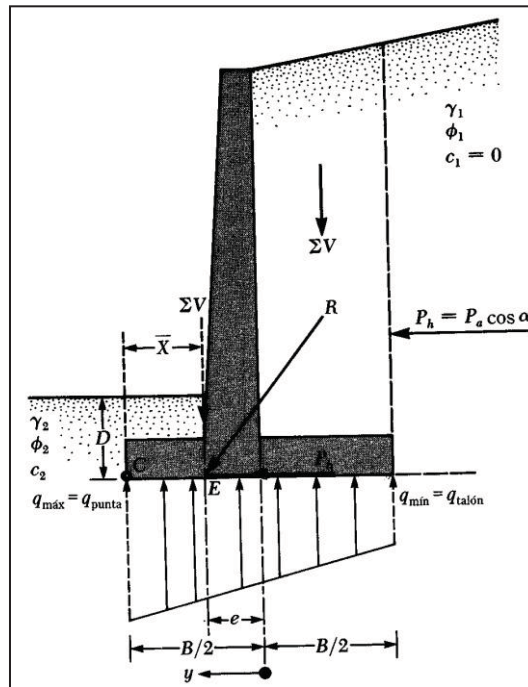


Imagen 2.7.- Análisis de falla por capacidad de carga. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.402).

De igual manera el mismo autor dice que la presión vertical debe de revisarse realizando una comparación con la carga última del suelo. Consideraremos  $q_{\text{punta}}$  = presión máxima y  $q_{\text{talón}}$  = presión mínima, estas presiones ocurren en los extremos inferiores de la base del muro, y son determinadas de la siguiente manera:

$$R = \Sigma V + P_a \cos \alpha$$

Donde:

$R$  = Fuerza resultante.

$\Sigma V$  = Suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base.

$P_a \cos \alpha =$  la fuerza horizontal.

Existe un momento neto producido por estas fuerzas respecto al punto C ubicado en el extremo inferior izquierdo del muro en la figura anterior, y su fórmula es la siguiente:

$$M_{\text{neto}} = \Sigma M_R - \Sigma M_O$$

Si se considera que la resultante, R, cruza la losa de base en el punto E, de la figura 2.8. entonces la distancia CE será:

$$CE = X = M_{\text{neto}} / \Sigma V$$

La excentricidad de la resultante se obtiene de la siguiente fórmula:

$$e = (B/2) - CE$$

La distribución de presiones bajo la losa de base del muro se determina mediante la siguiente fórmula:

$$q = \Sigma V/A \pm (M_{\text{neto}} y / I)$$

Donde:

$$M_{\text{neto}} = \text{momento} = (\Sigma V) e$$

I = momento de inercia por unidad de longitud de la sección base.

$$I = (1/12)(1)(B^2)$$

En las presiones q, el valor de y es igual a B/2 sustituyendo los valores la fórmula su fórmula queda de la siguiente manera:

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \left[ \frac{\Sigma V}{B} \right] + \left[ \frac{e(\Sigma V)}{B^2} \right] \left[ \frac{1}{1 - \frac{12e}{B}} \right] = \left( \frac{\Sigma V}{B} \right) \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \left( \frac{\Sigma V}{B} \right) \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Es importante tener en cuenta algunos puntos como son:

El peso del suelo va incluido en el valor de  $\Sigma V$ .

Braja M. Das (2001), manifiesta que si el valor de  $e$ , es mayor de  $B/6$ , el valor de  $q_{\text{mín}}$  es negativa, por lo que se necesita reforzar la sección del talón en su extremo ante un esfuerzo de tensión, este valor no es deseado ya que los suelos tienen una resistencia a tensión muy pequeña, por lo que se debe rediseñar la sección de muro con nuevas dimensiones.

Se debe calcular la capacidad de carga última de la cimentación, su fórmula es la siguiente:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

donde:

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = 1 + (0.4D/B')$$

$$F_{qd} = 1 + [2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2] (D/B')$$

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

$$F_{ci} = F_{qi} = (1 - (\psi^\circ / 90^\circ))^2$$

$$F_{\gamma i} = (1 - (\psi^\circ / \phi^\circ))^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1} (P_a \cos \alpha / \Sigma V)$$

Los factores de que influyen en la fórmula de capacidad de carga última son:

F<sub>cs</sub>, F<sub>qs</sub>, F<sub>gs</sub>= factores de forma.

F<sub>cd</sub>, F<sub>qd</sub>, F<sub>gd</sub>= factores de profundidad.

F<sub>ci</sub>, F<sub>qi</sub>, F<sub>γi</sub>= factores por inclinación de la carga.

Las fórmulas para el cálculo de estos factores se muestran en las siguientes

tabla.

Factor	Relación	Fuente
Forma <sup>a</sup>	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_c}{L N_c}$	De Beer (1970) Hansen (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	
	$F_{gs} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
	donde L = longitud de la cimentación (L > B)	
Profundidad <sup>b</sup>	Condición (a): $D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sen \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{gd} = 1$	
	Condición (b): $D_f/B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$	
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$	
	donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical	

<sup>a</sup> Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.  
<sup>b</sup> El factor  $\tan^{-1} (D_f/B)$  está en radianes.

Tabla 2.2.- fórmulas para el cálculo de factores. (Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.169).

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  = factores de capacidad de carga. Sus fórmulas son:

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

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

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

La ecuación para  $N_c$  fue originalmente obtenida por Prandtl (1921). La relación para  $N_q$  fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) dieron la relación para  $N_\gamma$ .

El factor de capacidad de carga se determina por la fórmula siguiente:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = q_u / q_{\text{máx}}$$

El valor recomendado para este factor es 3, se considera que en las cimentaciones ocurren asentamientos de aproximadamente 10% del ancho de la cimentación, en los muros de contención la base es grande por lo que se consideran asentamientos grandes.

## CAPÍTULO 3

# TEORÍAS, MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE PRESIONES, SOBRECARGAS Y DRENAJE DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.

En el presente capítulo se habla sobre las teorías existentes acerca de muros de contención, los métodos utilizados para su cálculo, las sobrecargas y el drenaje que es parte esencial en el diseño de los mismos. En la realidad muchos muros se realizan sin tomar en cuenta estos aspectos, algunas veces por ignorancia, algunas otras por facilidad, pero esto puede ser razón para que los muros presenten deformaciones y fallas.

### 3.1.- Teorías de rotura.

De acuerdo con Barros P. (1974), no existe alguna teoría que se pueda definir como exacta, todas se aproximan a la realidad y aportan buena seguridad por la que cualquiera es digna de utilizar a continuación se muestran las teorías más utilizadas.

$\phi$ = ángulo del talud natural.

$E_a$ = reacción del muro al empuje activo de las tierras.

$R_t$ = resultante de las reacciones del terreno a la acción producida por el volumen ABC.

$P$ = peso del macizo ABC.

$\delta$ = ángulo de rozamiento entre parámetros y terreno.

### 3.1.1- Teoría de Coulomb.

“En 1733 Coulomb estableció una teoría según la cual un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano a su través alcanza un valor límite máximo. Dentro de la teoría, que también es atribuida a Naviera se acepta que dicho esfuerzo cortante límite depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley de variación lineal entre ambos tipos de esfuerzos.

Esta teoría se usó en épocas pasadas, en los comienzos de los estudios modernos de la mecánica de suelos.” (Juárez; 2005: 370).

Según Barros P. (1974), en esta teoría se supone un plano de rotura que supone que existe una superficie de deslizamiento de terreno que se forma desde una arista en la parte de la pantalla del muro hacia la superficie del terreno. Esta teoría supone que el empuje activo es el producido por el macizo ABC, ese macizo producirá una fuerza  $P$  que es igual a su peso propio, esta fuerza debe de estar en equilibrio con la reacción del terreno  $R_t$  y la del muro que es el empuje activo  $E_a$ , por esta razón se considera que la poligonal de fuerzas forma un triángulo y para conocer sus ángulos se necesita, conocer su plano de rotura y este es conocido al saber la naturaleza del terreno.

Esta teoría dice que todos los planos de rotura que pasen por la arista de la pantalla deberán tomarse como una línea BC que sea la que produzca el mayor empuje activo  $E_a$ , por lo tanto se requiere de varios tanteos para obtener el máximo empuje, por esta razón se considera muy laboriosa y poco práctica.

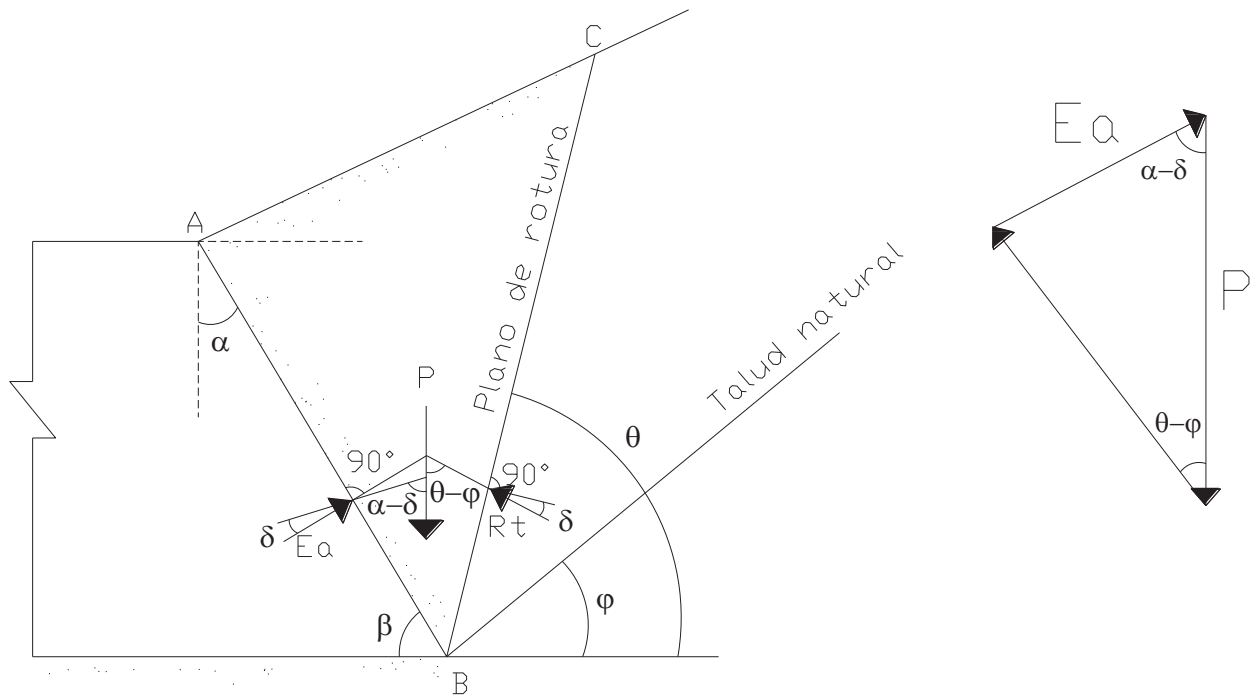


Imagen 3.1.-Teoria de Coulomb. (Fuente: Barros P. 1974, pág. 38).

### 3.1.1.1- Método de Culmann.

Este es un método que se utiliza para encontrar el valor máximo del empuje activo, este método puede utilizarse con muchos muros y sobrecargas. El método se realiza de la siguiente manera:

a).-Se define una línea de talud natural como la que parte del vértice B de la pantalla, forma un ángulo  $f$  que es el valor de rozamiento interno del terreno con la horizontal.

b).- se define una línea de dirección que pasa por B, formando un ángulo  $f+d$  con el muro.

En este método se utiliza el punto B como el origen de las coordenadas se traza una línea sobre la ya existente entre el punto BD que es el talud natural la



magnitud del peso del prisma formado ABC a una determinada escala y proporcionara el punto J, luego se traza una línea paralela a la línea de dirección y cortara a la línea BC en el punto que se denomina N, el valor JN representa a escala el valor del empuje activo que produce el prisma ABC.

Como lo que se pretende es encontrar el valor máximo  $E_a$ , se consideraran varios puntos P formando una curva para determinar el valor máximo.

El cálculo se realiza por metro lineal del muro, se consideran varios prismas triangulares, se obtiene su volumen en  $m^3$  y su peso en ton, el número de prismas entre mayor sea mayor aproximación se obtendrá, se recomienda ocho divisiones. Obtenidos los pesos de los prismas se dibujan con la escala que se esté manejando sobre la línea de talud natural, encontrando los puntos J correspondientes, se trazan las líneas paralelas a la línea de dirección para obtener los puntos N correspondientes, estos últimos se unen con una línea formando una curva, después se traza una línea tangente a ella que sea paralela a la línea de talud natural, por el punto de tangencia se traza una línea paralela a la línea de dirección obteniendo los puntos J y N generales, por lo cual el empuje sobre el muro será la magnitud del segmento JN medida en la escala correspondiente.

También se debe de encontrar el punto de aplicación del empuje, se sabe que actúa a  $1/3$  de la altura total del muro, para obtener las presiones se considera que el terreno será semejante al de un líquido que tiene una densidad  $\gamma K$ , por lo cual el  $\gamma K$  se obtiene de la siguiente manera:

$E_a = 1/2 H \gamma H K = 1/2 \gamma H^2 K =$  volumen del diagrama de presiones por metro lineal de muro.

$$\gamma K = 2E_a / H^2$$

Por lo que se concluye que el método realiza una semejanza de presiones entre el material y un líquido ideal, el  $E_a$  se encuentra situado a  $1/3$  de la altura total y con un ángulo de inclinación igual al de rozamiento entre el terreno y muro.

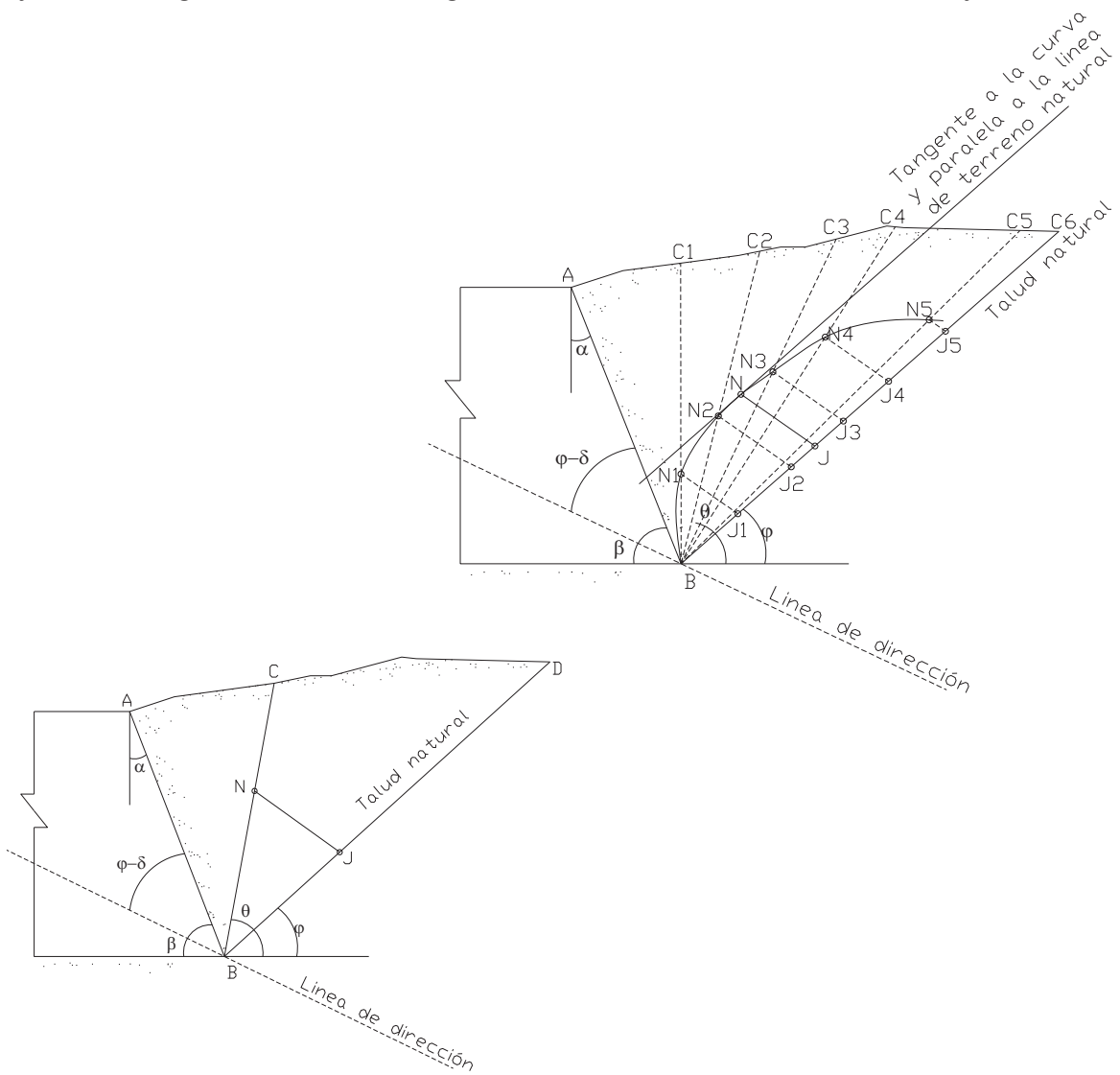


Imagen 3.2.-Método de Culmann. (Fuente: Barros P. 1974, pág. 40).

### 3.1.1.2- Método de Poncelet.

Establece Barros P.(1974), es una forma muy simple para obtener el empuje sobre un muro, se debe conocer  $\phi$  y  $\delta$  y obtener el plano de deslizamiento para determinar  $E_a$ , a continuación se explica el método.

Ya conocidos  $\phi$  y  $\delta$  se trazan dos líneas OB y DA formando ángulos  $\phi$  y  $\phi+\delta$ .

Determinado el punto A se encuentra el punto C mediante la fórmula  $OC = \sqrt{OA \cdot OB}$  tomando en cuenta que OC es la media geométrica de OA y OB.

Se traza por el punto C una paralela a DA y se encuentra el punto  $C_1$ , que al unir con el punto O se obtendrá el plano de deslizamiento.

Un punto  $C_2$ , se obtiene colocando la distancia  $CC_1$  sobre la recta OB partiendo de C.

El triángulo formado por C,  $C_1$  y  $C_2$  define el empuje de tierras colocadas sobre el muro en cuestión, al multiplicar el área por el metro lineal unitario se encuentra el volumen del prisma de tierra. Y el valor de  $E_a$  se encuentra al multiplicar el volumen por el peso específico del suelo, se encuentra aplicado a  $1/3$  de la altura del muro.

Este método es muy simple y rápido, por lo que es muy recomendable de utilizar.

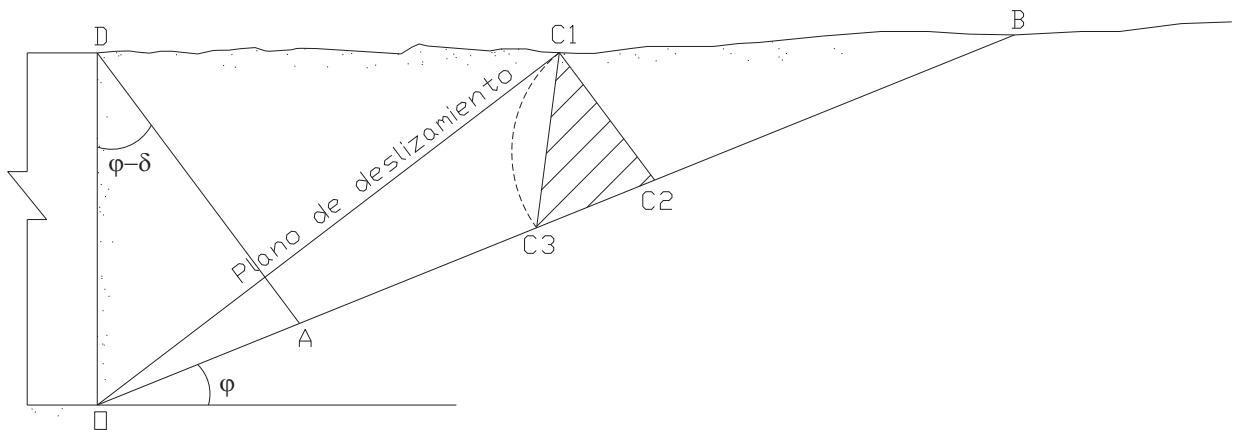


Imagen 3.3.-Metodo de Poncelet. (Fuente: Barros P. 1974, pág. 47).

### 3.1.1.3- Método de Rebhan.

Este método es utilizado en presencia de sobrecargas repartidas, estas sobrecargas se tratan de homogeneizar con la tierra contenida por el muro, para facilitar su cálculo. Esto se realiza por medio de un aumento de la altura que se considerara como  $h_0$  y esta sobre la coronación del muro. Su fórmula es:

Donde:

$P$ = peso de la sobrecarga por unidad de superficie.

Este método está basado en aproximaciones mediante varias indicaciones de una recta a una área formada por dos triángulos hasta que coincidan después se aplica un sistema similar al de Poncelet, para encontrar el valor del  $E_a$  producido por el volumen de un prisma triangular, se debe realizar de la siguiente manera:

Teniendo como datos los valores de  $\phi$  y  $\delta$  se coloca una recta que sale del punto C y forma un ángulo de inclinación respecto a la horizontal igual a  $\phi$  y otra que parte del punto A y su ángulo es  $\phi+\delta$ .

Se traza una recta denominada  $\theta_1$  con cualquier inclinación, cortara al terreno en el punto  $E_1$  en el cual se traza una recta paralela a la recta determinada por la inclinación  $\phi+\delta$ , que cortara en el terreno en el punto  $D_1$ , se deben comprobar que los triángulos formados por  $CAE_1$  o  $CE_1D_1$  poseen igual área para lo cual se miden las alturas ya que los triángulos tienen un lado en común  $CE_1$ . Las alturas serán denominadas  $h_1$  y  $h_1'$  donde  $h_1'$  debe ser mayor que  $h_1$ , por lo que se determina que los triángulos no son iguales.

Se traza una recta ahora con una inclinación  $\theta_2$ . Y se vuelven a realizar los pasos hasta llegar a la comparación entre los triángulos que deben de ser aproximadamente iguales, determinando el área del empuje.

Si no hubiera presencia de una sobrecarga se encuentra el valor del triángulo  $BED$  definitivo y como se consideró el ancho unitario de un metro, obtener su volumen y el  $E_a$  multiplicando volumen por peso específico.

Cuando existe sobrecarga es necesario tomar en cuenta el valor de  $h_o$ , y el  $E_a$  es determinado por la multiplicación del área del triángulo  $BED$ , por peso específico por el coeficiente cuyo valor es la siguiente fórmula:

$$\text{Coeficiente} = 1 + (2 h_o / H)$$

Donde:

H= altura del muro.

Por lo que la fórmula quedaría así.

$$E_a = \gamma * (\text{área del triángulo BED}) * (1 + (2 h_o / H))$$

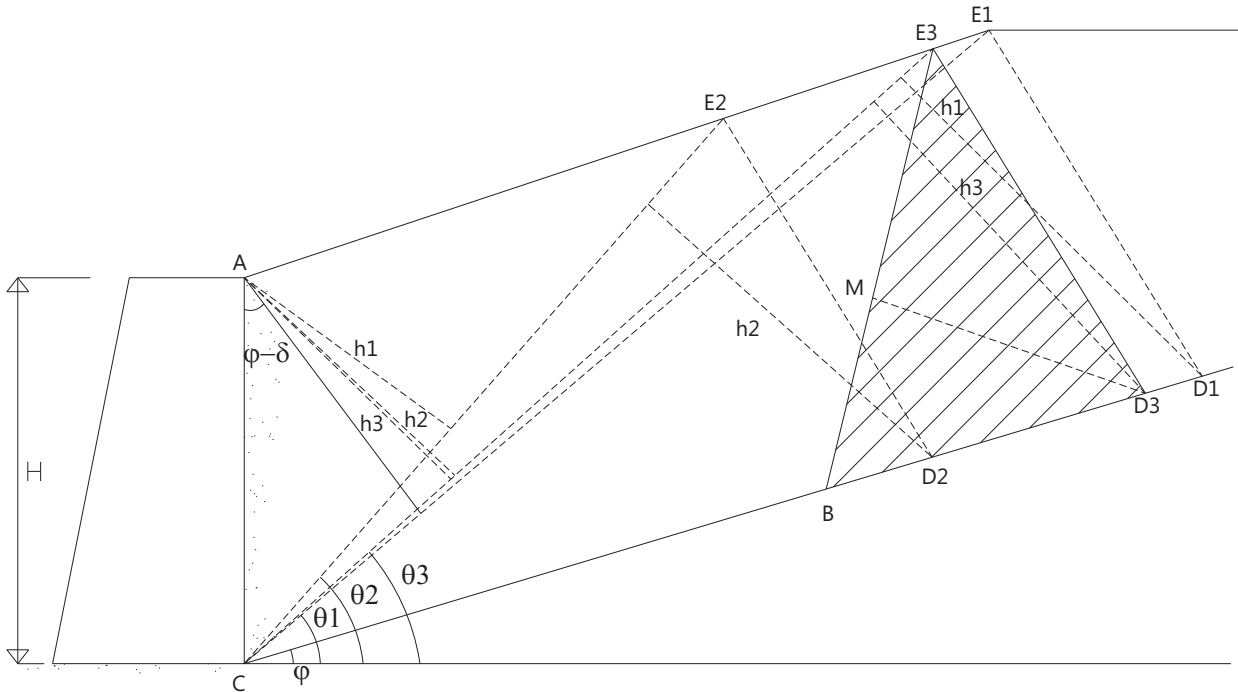


Imagen 3.4.-Metodo de Rebhan. (Fuente: Barros P. 1974, pág. 52).

### 3.1.2.- Presión lateral de la tierra en reposo para un muro vertical.

De acuerdo con Braja M. Das (2001), esta presión se presenta en muros que retiene suelo, en el que se ha aplicado una carga distribuida igual a  $q / \text{área}$ , donde  $q$  es la carga y esta aplicada sobre la superficie del terreno.

La resistencia al cortante,  $s$  de los suelos en reposo que producen el empuje lateral se calcula con la siguiente fórmula:

$$s = c + \sigma' \tan \phi$$

Donde:

$c$  = cohesión del suelo.

$\phi$  = ángulo de fricción.

$\sigma'$  = esfuerzo normal efectivo.

A cualquier profundidad del terreno denominada  $z$  el esfuerzo vertical puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_v = q + \gamma z$$

Si en el diseño del muro se contempló que estaría en reposo y que existiría deformación horizontal nula, la presión lateral a una profundidad  $z$  se calculara de la siguiente manera:

$$\sigma_h = K_0 \sigma'_v + u$$

Donde:

$u$  = presión de los poros donde pasa el agua en el suelo.

$K_0$  = coeficiente de presión de la tierra en reposo.

Para suelos normalmente consolidados Jaky, 1944 estableció que la relación  $K_0$  es igual a:

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Para arcillas consideradas normalmente consideradas el coeficiente se calcula de la siguiente manera:

$$K_o \approx 0.95 - \text{sen}\phi$$

Según Brooker e Ireland en 1965 realizaron experimentos y llegaron a la conclusión de que el valor de  $K_o$  para arcillas normalmente consolidadas está relacionado aproximadamente con su índice de plasticidad (IP) de la siguiente manera.

Para índice de plasticidad entre 0 a 40.

$$K_o = 0.4 + 0.007 (IP)$$

Para índice de plasticidad entre 40 a 80.

$$K_o = 0.64 + 0.001 (IP)$$

Para arcillas preconsolidadas  $K_o$  se calcula de la siguiente manera:

$$K_o(\text{preconsolidadas}) = K_o(\text{normalmente consolidadas}) * (OCR)^{0.5}$$

Donde:

OCR= tasa de preconsolidación.

Para arenas y arcillas Mayne y Kulhawy en 1982 analizaron en laboratorio 171 tipos de suelos diferentes y propusieron la siguiente relación:

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi) \left[ \left( \frac{OCR}{OCR_{\text{máx}}} \right)^{(1 - \text{sen}\phi)} + \left( \frac{3}{4} * (1 - \left( \frac{OCR}{OCR_{\text{máx}}} \right)) \right) \right]$$

Donde:



OCR= tasa de preconsolidación presente.

OCR<sub>máx</sub>= tasa de preconsolidación máxima.

Si la sobrecarga  $q= 0$  y la presión de poro  $u= 0$ , el diagrama de presión será un triángulo. La fuerza de presión de tierra en reposo  $P_o$  por unidad de longitud del muro se obtiene del diagrama de presiones, se aplica la formula siguiente:

$$P_o = P_1 + P_2 = qK_oH + (1/2 * \gamma H^2 K_o)$$

Donde:

$P_1$ = área del rectángulo 1

$P_2$ = área del triángulo 2

La localización del punto donde pasa la resultante,  $P_o$  se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$z = P_1 / P_o$$

$$P_1 = (H/2) + P_2 * (H/3)$$

Cuando el nivel freático se encuentra a una profundidad  $z < H$ , el diagrama de presiones en reposo será diferente, ya que el peso específico del material será diferente.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

En  $z= 0$

$$\sigma_h' = K_o \sigma_v' = K_o q$$

En  $z = H_1$

$$\sigma_h' = K_o \sigma_v' = K_o^* (q + \gamma H_1)$$

En  $z = H_2$

$$\sigma_h' = K_o \sigma_v' = K_o^* (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2)$$

Donde:

$\sigma_h'$  y  $\sigma_v'$  son las presiones efectivas vertical y horizontal.

El mismo autor considera que para elaborar de manera correcta el diagrama de presiones se debe considerar el valor de una presión hidrostática que será  $u = H_2^* \gamma_w$ .

Entonces el valor de  $P_o = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$

$$P_o = K_o q H_1 + 1/2 K_o \gamma H_1^2 + K_o (q + \gamma H_1) H_2 + 1/2 K_o \gamma' H_2^2 + 1/2 K_o \gamma' H_w^2$$

Donde:

$A =$  área del diagrama de presiones.

Para arenas densas compactadas la fórmula para la presión lateral en reposo que es propuesta es la siguiente:

$$K_o = (1 - \text{sen} \phi) + ((\gamma_d / \gamma_{d(\text{min})}) - 1) * 5.5$$

Donde:

$\gamma_d =$  peso específico seco de la arena in situ.

$\gamma_{d(\min)}$  = peso específico seco mínimo posible de la arena.

### 3.1.3.- Presión activa de la tierra según Rankine.

Así mismo Braja M. Das (2001), expresa que los muros de contención están diseñados para que no tengan movimiento, si existe movimiento a una profundidad cualquiera el valor de las presiones disminuirá. En los muros sin fricción el esfuerzo horizontal,  $\sigma_h$  a una profundidad  $z$  será igual a  $K_o\sigma_o$ , =  $K_o\gamma_o$  cuando  $\Delta x$  es igual a cero y si la  $\Delta x$  es mayor que cero, el valor de  $\sigma_h$  será menor que  $K_o\sigma_v$ .

La deformación del muro se expresan mediante los círculos de Mohr, las deformaciones pueden ir creciendo hasta tocar la envolvente de falla de Mohr-Coulomb y la su fórmula está definida de la siguiente manera:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

En la figura se ve representado el círculo  $c$  este representa la falla en la masa del suelo, por lo que el esfuerzo horizontal es igual a  $\sigma_a$  que es la presión activa de Rankine, se establece que las líneas de deslizamiento o planos de falla en el suelo forman ángulos con un valor de  $\pm (45 + \phi/2)$  con respecto a la horizontal.

De acuerdo a los círculos de Mohr se establece lo siguiente:

Esfuerzo principal mayor.

$$\sigma_1 = \sigma_v = \sigma_3 \tan^2 (45 + (\phi / 2)) + 2c \tan (45 + (\phi / 2))$$

Esfuerzo principal menor.

$$\sigma_3 = \sigma_a = [\sigma_v / \tan^2 (45 + (\phi / 2))] - [2c / \tan (45 + (\phi / 2))]$$

ó

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 (45 - (\phi / 2)) - 2c / \tan (45 - (\phi / 2)) = \sigma_u K_a - 2c (K_a)^{0.5} \text{ esto si } K = \tan^2 (45 \phi/2)$$

Cuando  $\sigma_v = 0$ ,  $z = 0$  y cuando  $\sigma_v = \gamma H$ ,  $z = H$ , la distribución indica un esfuerzo de tensión y el valor de  $z$  es:

$$z = z_c = 0 = \gamma z_c K_a - 2c (K_a)^{0.5} = 2c / \gamma z_c (K_a)^{0.5}$$

$z_c$  será la profundidad de la grieta que se presenta debido a la tensión, que se formara a lo largo de la interacción muro suelo, la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud antes de que ocurra la grieta se calcula con la siguiente expresión.

$$P_a = \int_0^H \sigma_a dz = \int_0^H \gamma z K_a dz = \int_0^H 2c (K_a)^{0.5} dz = 1/2 \gamma H^2 K_a - 2c H (K_a)^{0.5}$$

Después de que se presenta la grieta de tensión, las presiones sobre el muro solo serán producidas a partir del punto más profundo de la grieta hasta un punto a nivel de la base del muro y la fórmula para calcularlas es la siguiente:

$$P_a = 1/2 (H - z_c) (\gamma H K_a - 2c (K_a)^{0.5})$$

ó

$$P_a = 1/2 [H - (2c / (\gamma (K_a)^{0.5}))] (\gamma H K_a - 2c (K_a)^{0.5})$$

En algunos casos de diseño de muros de retención los rellenos de tipo cohesivo se remplazan por un suelo supuesto granular con un diagrama de presión activa triangular de Rankine donde se considera lo siguiente:

$$\sigma_a = 0 \text{ en } z=0 \text{ y } \sigma_a = \sigma_v K_a - 2c(K_a)^{0.5} \text{ en } z=H$$

$$P_a = 1/2 H(\gamma H K_a - 2c(K_a)^{0.5}) = 1/2 \gamma H^2 K_a - cH(K_a)^{0.5}$$

La condición de presión activa sólo se debe de considerar si se permite que el muro se deforme lo suficiente. La cantidad de deformación necesaria de los muros es, para rellenos de tipo granular entre  $0.001H$  y  $0.004H$  y para relleno cohesivo entre  $0.01H$  y  $0.04H$ .

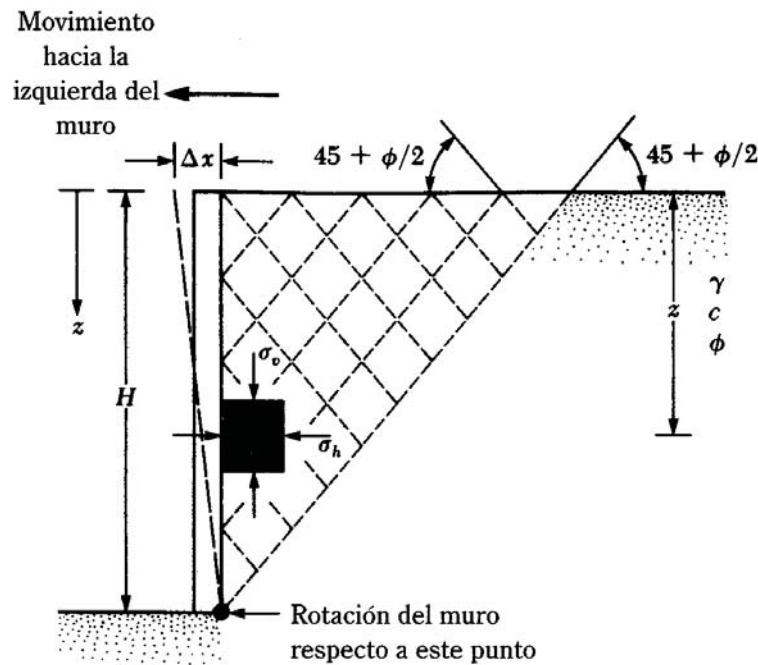


Imagen 3.5.-Presión activa de Rankine.(Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.341).

### 3.1.4.- Presión activa de la tierra según Rankine para terraplén inclinado.

En rellenos un material sin fricción se considera un material granular ( $c=0$ ), si se conforma con un ángulo  $\alpha$  con respecto a la horizontal, el coeficiente de presión activa se determina con la fórmula siguiente:

$$K_a = (\cos\alpha) \left( \frac{\cos\alpha - ((\cos^2\alpha - \cos^2\phi)^{0.5})}{\cos\alpha + ((\cos^2\alpha - \cos^2\phi)^{0.5})} \right)$$

$\phi$  = Ángulo de fricción del suelo.

La presión activa de Rankine a cualquier profundidad se determina con la siguiente fórmula:

$$\sigma_a = \gamma z K_a$$

La fuerza  $P$  para cada metro lineal de muro se calcula de la siguiente manera:

$$P_a = (1/2) (\gamma H^2 K_a)$$

La dirección de esta fuerza  $P_a$ , es inclinada con el ángulo  $a$  con respecto a la horizontal y se encuentra aplicada a una distancia de  $H/3$  medida desde la base del muro.

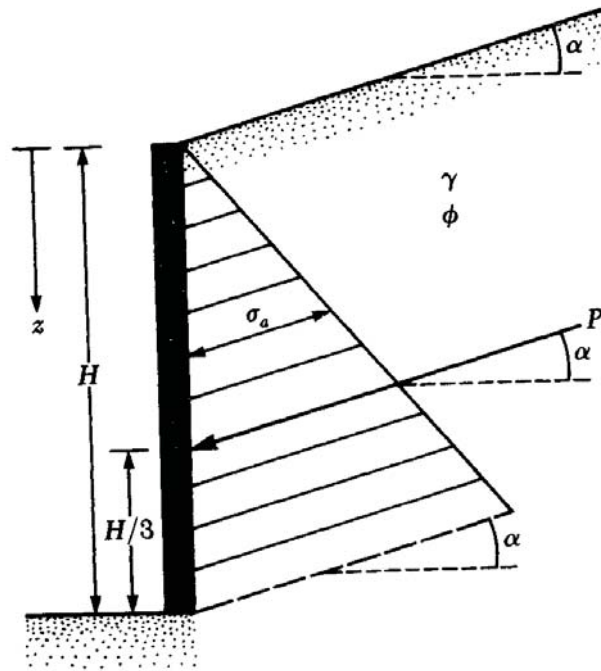


Imagen 3.6.-Presión activa de Rankine con terraplén inclinado.(Fuente: Braja M. Das, 2001, pág.348).

### 3.2.- Sobrecargas.

Como establece José Barros P. (1974), los muros se deben diseñar para que además de soportar las acciones que ejercen las tierras contenidas, soporten una carga sobre ellas a esta fuerza se le llama sobrecarga, esta fuerza puede actuar de diferente forma como es en toda la superficie del terreno, paralela al muro, o concentrada en un solo punto del terreno.

#### 3.2.1.- Muro con carga repartida sobre toda la superficie.

De acuerdo con Torres Blandria (2008), algunas veces los muros tienen que soportar sobrecargas uniformes originadas por materiales o alguna construcción que se alojara sobre el material contenido, esto incrementa la presión sobre el muro.

Para tomar en cuenta estas sobrecargas, se deben transformar en una porción de tierra equivalente de una altura  $H_s$ , con peso específico similar al del material contenido, la altura  $H_s$ , se coloca sobre la del suelo contenido y se calcula de la siguiente manera:

$$H_s = q / \gamma$$

El empuje activo que produce el suelo con la sobrecarga se calcula de la siguiente manera:

$$E_s = ((1/2) \gamma H) * (H+2H_s) * K$$

Este empuje será aplicado en el centroide de cada una de las figuras geométricas que conforman el prisma de presiones como se muestra a continuación:

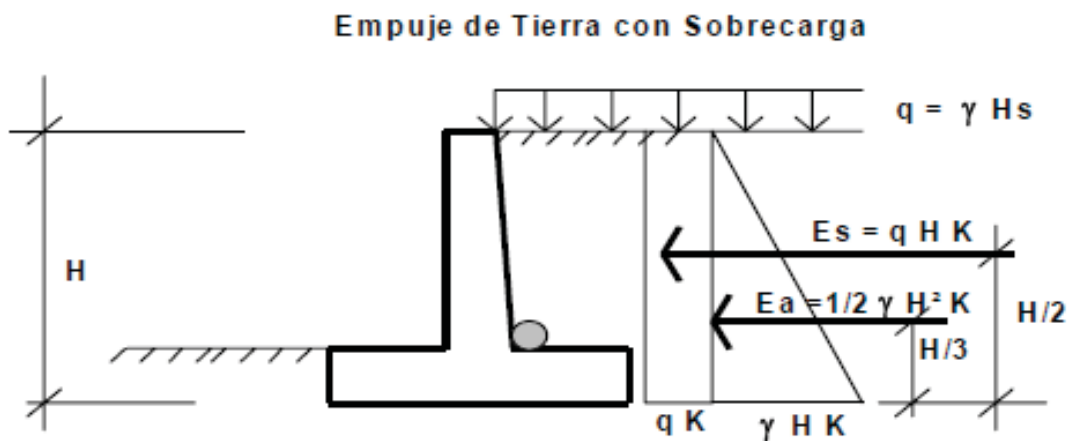


Imagen 3.7.-Sobrecarga linealmente distribuida.(Fuente: Guevara Anzules, 2009, pág.21).



El momento ante volcamiento con sobrecarga se calcula con la formula siguiente:

$$M_{vs} = ((1/6) \gamma H^2) * (H+3H_s) * K$$

### 3.2.2.- Muro con carga paralela a él.

Este tipo de carga produce una discontinuidad en la curva que resulta en el cálculo del empuje por el método de Culmann mencionado anteriormente, a continuación se explica el procedimiento de un cálculo de esta sobrecarga.

“Estudieemos el empuje producido sobre un muro de 6 metros de alto que se encuentran soportando un terraplén de arena seca sobre la que gravita una carga de 1000 kg/m<sup>2</sup> paralelamente al muro, a una distancia de 3 metros.

Solución:

Terraplén de arena seca  $\gamma=1600 \text{ kg/m}^3$   $\phi=32^\circ$   $\delta < (2/3) \phi = 12^\circ$

El muro se construirá como se indica en la siguiente figura.

$$h' = P / \gamma = 1000 \text{ kg/m}^2 / 1600 \text{ kg/m}^3 = 0.62 \text{ m}$$

De acuerdo al método de Culmann se obtienen las resultantes de los empujes utilizando las medidas de la figura del muro creada a escala. Los pesos se calculan de la siguiente manera:

$$\text{Peso de AC\#B} = \gamma * ((b * h) / 2) * s = \text{peso en ton}$$

Donde:

$\gamma$  = peso específico del material.

b = base del triángulo formado.

h = altura del triángulo formado.

s = ancho unitario del muro.

La discontinuidad de la línea puede ser mayor o menor según sea la sobrecarga y su distancia al muro. Así la discontinuidad es mayor a mayor sobrecarga y a menor distancia y por lo tanto es menor a menor sobrecarga y mayor distancia". (Barros, 1974: 62).

### **3.2.3.- Muro con carga concentrada en un punto.**

Estas cargas son principalmente producidas por las zapatas de cimentaciones aplicando también el método de Culmann.

En un muro de 6m contiene terreno en el que se encuentran dos zapatas a 1 y 5 m del muro respectivamente.

Para el cálculo de las presiones se debe seguir el siguiente método: se debe realizar una división del terreno sumando la zapata a las divisiones que las incluyan. Como se muestra en la imagen siguiente las dos zapatas producirán grandes discontinuidades en la curva de Culmann, y puede deducirse que la resultante puede encontrarse al pasar la segunda discontinuidad.

El cálculo del peso de las secciones del terreno se calcula al igual que en las cargas paralelas al muro.

$$\text{Peso de AC}_{\#}B = \gamma * ((b * h) / 2) * s = \text{peso en ton}$$

Cuando el muro es construido de concreto armado, es importante considerar los empujes del terreno a la hora de calcular el armado, se divide el muro en secciones para su análisis, se divide en tantas como se quieren analizar. Para este análisis principalmente se deben realizar las divisiones de la siguiente manera en H1, (3H/4), (1H/2) Y (1H/4), aunque si el muro es demasiado alto debe dividirse en más partes, al realizar estas divisiones se debe observar en cuál de las partes influye el peso de cada zapata, determinando su campo de acción por medio de su línea de talud natural.

José Barros P. describe una hipótesis simple que dice que la distribución de presiones que produce la zapata sobre el terreno se da de forma piramidal formando un ángulo de 30°. A continuación se muestra un ejemplo de la distribución de presiones cuando existen zapatas que influyen en el muro, con este tipo de diagramas se puede determinar el empuje en cada sección del muro.

### **3.3.- Método semiempírico de Terzaghi para el cálculo del empuje contra un muro de retención.**

“El doctor Terzaghi ha propuesto un método específico que reúne una buena parte de la experiencia anterior con la suya propia y que constituye quizá, el método más seguro para la evaluación de empujes contra elementos de soporte, con tal de que estos caigan dentro del campo de aplicabilidad del método propuesto,

desgraciadamente restringidos a muros de escasa altura (alrededor de unos 7.0 m como máximo)” (Juárez, 2004: 152).

Según Juárez Badillo (2004), el primer paso para la aplicación de este método es clasificar el material de relleno con el que se va a trabajar, en uno de los siguientes cinco tipos:

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.

El método propuesto cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica, en lo que se refiere a la geometría del relleno y la condición de cargas.

- I.- La superficie del relleno es plana, inclinada o no sin sobrecarga alguna.
- II.- La superficie es inclinada, a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en el que se torna horizontal.
- III.- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.
- IV.- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

Para el primer caso se puede resolver el problema aplicando las formulas siguientes:

$$E_H = (1/2)K_H H^2$$

$$E_V = (1/2)K_V H^2$$

De acuerdo con Juárez Badillo (2004), estas fórmulas proporcionan las componentes horizontal y vertical del empuje.

Los valores de  $K_H$  y  $K_V$  están en función de la inclinación de la superficie del relleno y el tipo de suelo, el empuje deberá aplicarse a una altura  $H/3$  medida desde el desplante del muro si se trabaja con suelo tipo 5 el valor de  $H$  se debe reducir 1.20 m, los datos se obtienen de las gráficas siguientes:

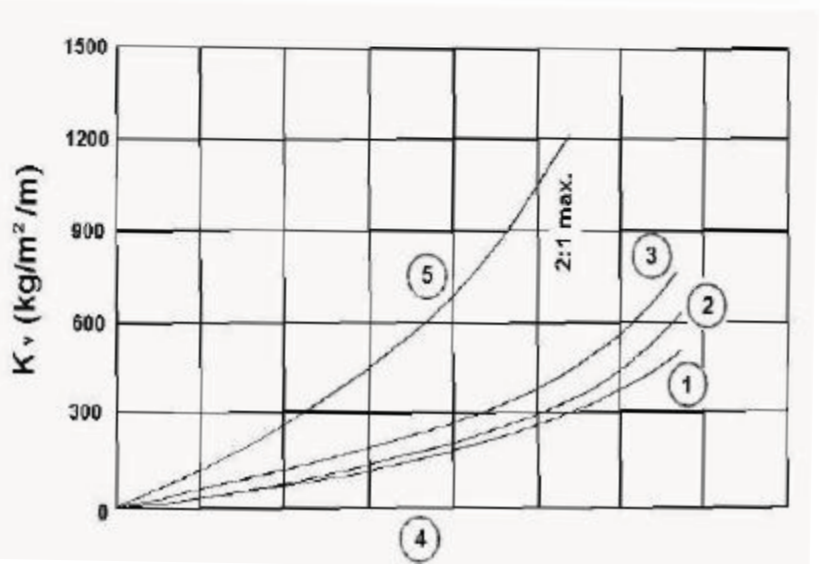
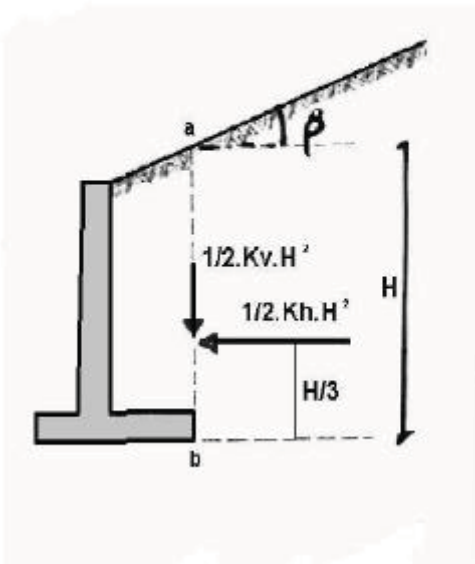
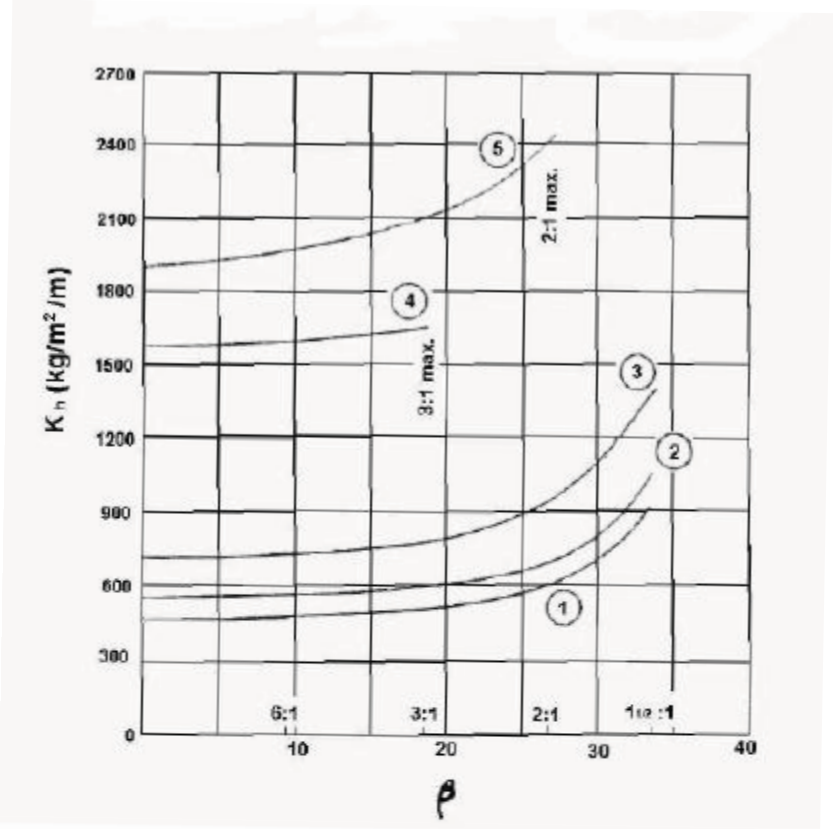
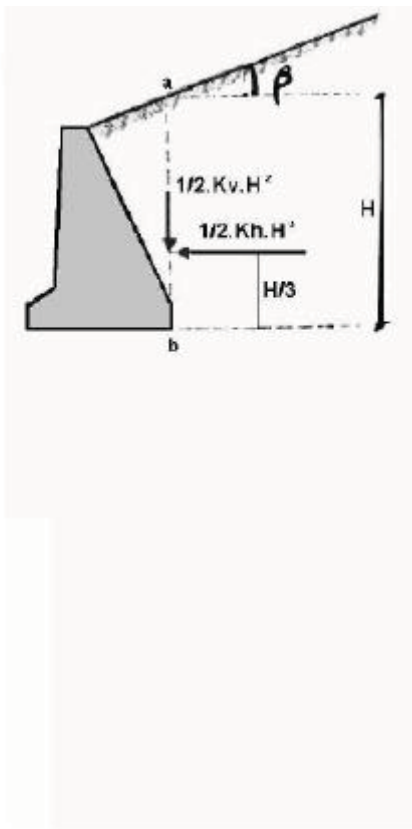


Imagen 3.8.-Gráficas de Terzaghi para determinar el empuje del relleno en muros.(Fuente: Juárez Badillo, 2004, pág.154).

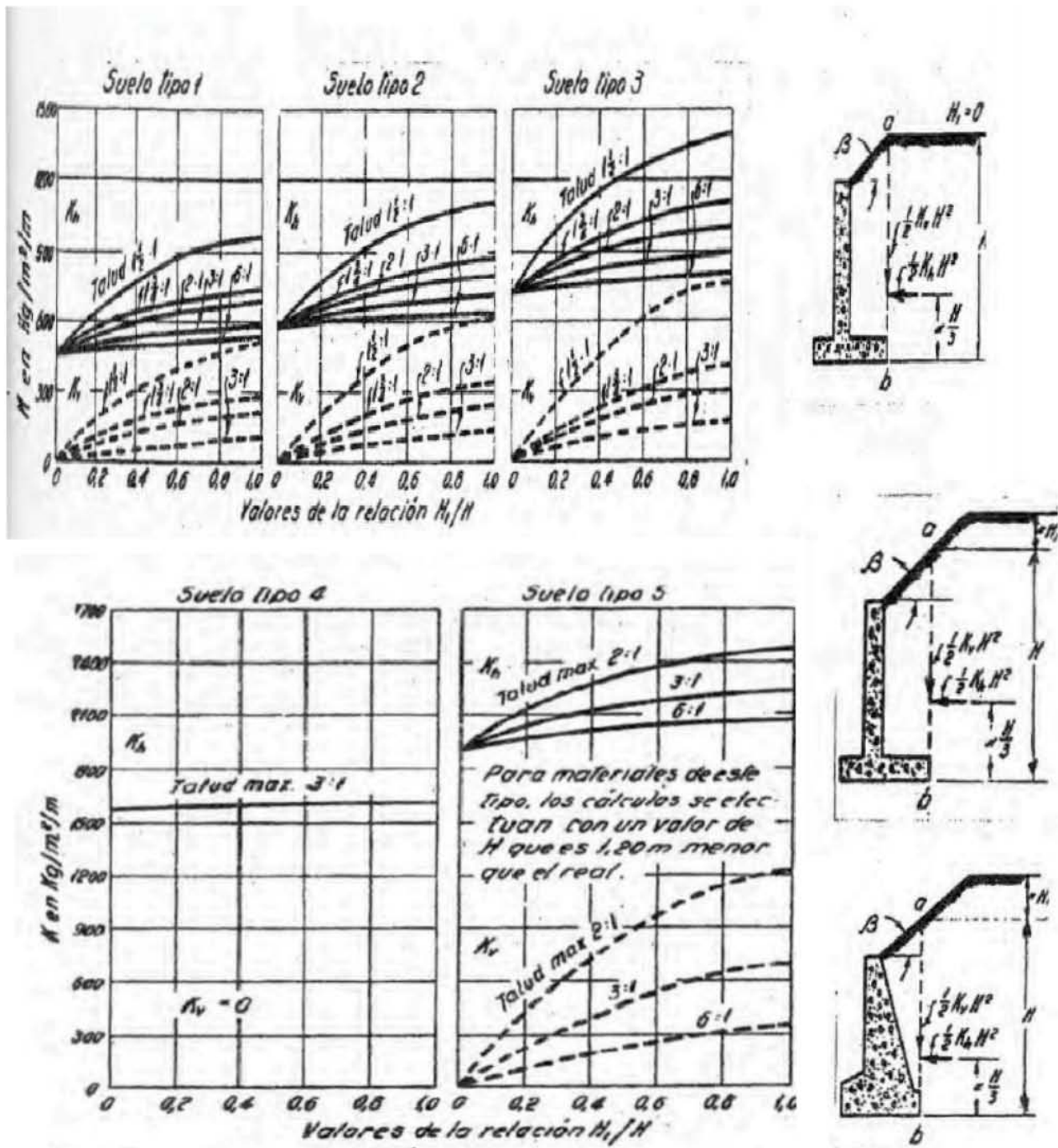


Imagen 3.9.-Gráficas de Terzaghi para determinar el empuje del relleno en muros.(Fuente: Juárez Badillo, 2004, pág.155).

Cuando el relleno sea de superficie horizontal y soporte sobrecarga uniformemente distribuida como en el caso III, la presión horizontal sobre el plano vertical en que actúa el empuje deberá incrementarse uniformemente como se indica en la siguiente fórmula:

$$P=Cq$$

Donde q es el valor en la sobrecarga uniformemente repartida, en las unidades apropiadas. El valor de C para la formula se obtiene de la siguiente tabla.

VALORES DE C	
TIPO DE RELLENO	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

Tabla 3.1.- Valores del factor de carga según el tipo de suelo. (Fuente: Juárez Badillo, 2004, pág.156).

### 3.4.- Drenaje en muros de contención.

Torres Belandria (2006), establece que un gran número de muros de contención fallan por un inadecuado sistema de drenaje, por lo que debe realizarse un estudio muy detallado de los flujos de aguas superficiales y subterráneos. Cuando el muro se encuentra bajo el nivel freático la presión del agua actúa sobre él de una manera adicional, para no tener estas presiones se proyectan sistemas de drenaje en los muros que canalicen el agua desde adentro hacia afuera del muro.



Se recomienda colocar material granular como relleno en los muros de contención ya que por ejemplo cuando se utiliza arcilla se presenta un problema, cuando la arcilla está en condiciones estables de humedad disminuyen el empuje de tierra, pero si están saturadas producen empujes muy grandes a los que se consideran en el análisis.

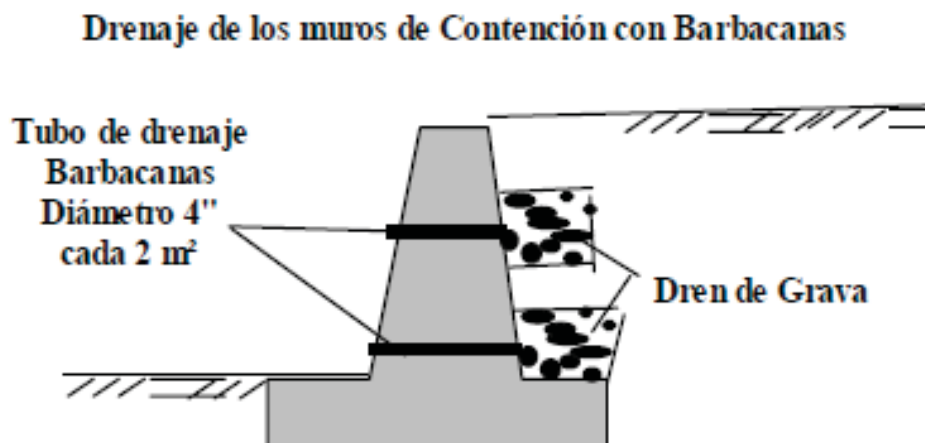
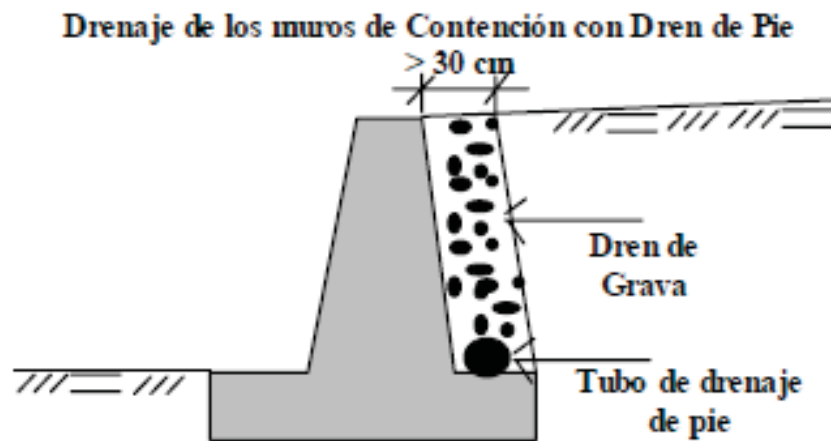


Imagen 3.10.-Drenaje en muros de contención. (Fuente: Torres Belandria, 2006, pág.8).

## CAPÍTULO 4

### RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN.

En el capítulo presente se describe las características, y datos sobresalientes sobre el lugar donde se presenta el problema, el objeto de este capítulo es que la persona que consulte esta tesis tenga información que ayude a saber de manera específica la ubicación del sitio de estudio, así como el medio en el que se encuentra.

#### 4.1.- Generalidades.

El lugar de estudio se encuentra en el estado de Michoacán en la ciudad de Uruapan.

Uruapan significa “El florecer y fructificar”, “Lugar donde los arboles siempre tienen frutos”. Sus habitantes antiguos principalmente fueron tarascos, conquistados por los españoles en el año 1524. En el año 1532 Fray Juan de San Miguel inicio con la urbanización de Uruapan.

Uruapan está localizado al oeste de Michoacán en las coordenadas 19°25' de latitud norte y 102°03' de longitud oeste, a una altura de 1620 m.s.n.m. su distancia a la capital del estado es de 120 km. Su superficie es de 945.17 km<sup>2</sup>, su clima es templado y tropical con lluvias en verano, su precipitación anual es de 1759.3 mm. Su temperatura está entre 8 y 37.5°C. según los últimos datos proporcionados por el INEGI, en el año 2000 la ciudad de Uruapan contaba con 265,669 habitantes y en el conteo de vivienda del año 2005 el número de habitantes es 279,229, y 62,561

vivienda. Las principales actividades son la agricultura, ganadería, industria, turismo y comercio.



Imagen 4.1.- Macrolocalización del Fraccionamiento El Milagro. (Fuente: Google Earth, 2011).

#### 4.2.- Resumen ejecutivo.

La presente investigación se inicia con una recopilación de información, tanto documental como de campo, verificar las características propias de los muros así como del terreno, después se realiza la digitalización de los muros y terreno por medio del programa de dibujo llamado AUTOCAD, seguido de dos revisiones de los muros existentes, ante volteo, desplazamiento y se verifica que la capacidad de carga del terreno no sea excedida por el peso del muro y el suelo contenido, esta revisión se realiza utilizando la hoja de cálculo EXCEL, en la cual se formulan los métodos el de Rankine en una primera revisión y el método semiempírico de

Terzaghi en la segunda revisión, para determinar los empujes actuantes sobre el muro, también se indica en un plano que secciones de muro cumplen o no con los factores de seguridad necesarios. Para concluir se realiza una propuesta y diseño de muros de concreto armado, ya que son los recomendados para alturas, como las que se presentan en el lugar de estudio.

#### 4.3.- Entorno geográfico.

El lugar de estudio se localiza en la zona poniente de la ciudad de Uruapan los muros de contención que son el objeto de la revisión se encuentran ubicados en el fraccionamiento denominado "El Milagro" , este fraccionamiento se encuentra a un costado del fraccionamiento Lomas de Uruapan y a espaldas de la de la escuela preparatoria CECYTEM. El tipo de suelo que se encuentra en el sitio de la investigación es material del tipo C roca y tipo C boleó.



Imagen 4.2.- Microlocalización del Fraccionamiento El Milagro. (Fuente: Google Earth, 2011).

#### 4.4.- Informe fotográfico.

En la siguiente fotografía se puede apreciar una vista del terreno donde se llevara a cabo la construcción de los muros de contención a base de mampostería.



Fotografía 4.1.- Terreno. (Fuente: Propia, 2011).

En las siguientes fotografías se muestra parte del proceso constructivo de los muros de contención objeto de la investigación.



Fotografía 4.2.- Excavación para el desplante del muro. (Fuente: Propia, 2011).



Fotografía 4.3.- Trazo del muro. (Fuente: Propia, 2011).



Fotografía 4.4.- Colocación de plantilla del muro a base de concreto pobre. (Fuente: Propia, 2011).



Fotografía 4.5 y 4.6.- Construcción del muro a base de mampostería. (Fuente: Propia, 2011).

#### **4.5.- Estudios a utilizar.**

En esta investigación se utilizarán algunos estudios como son las pruebas de laboratorio de materiales, pruebas sobre el mortero que se utilizó para juntar las piedras en la mampostería, de igual manera las pruebas de mecánica de suelos que en este caso una parte son ensayos para obtener la resistencia de la roca existente en el lugar, ya que el terreno que alojará el muro de cimentación es material tipo C roca y tipo C boleó, así mismo esta roca se utilizara en la elaboración del muro. Los resultados de estos estudios serán proporcionados por el laboratorio encargado del control de calidad de la obra. También se considerara el cálculo de la sobrecarga producida por la edificación que se construirá sobre el material contenido, esta

información es en calculo que se obtendrá del departamento de Obras Públicas del municipio de Uruapan.

#### **4.6.- Alternativas de solución.**

Como dice el título de la tesis se deberá realizar en primer lugar una revisión de los muros de contención existentes, se calcularán sus resistencias de acuerdo con los datos que se proporcionaron en el proyecto, esto se realizará por medio de hojas de cálculo de Excel elaboradas tomando en consideración las teorías y métodos que se mencionaron en el capítulo 2 y 3 de la presente, se determinará si cumplen con la estabilidad necesaria en los muros, de lo contrario se realiza una propuesta de muro de concreto reforzado, la cual cumplirá con la estabilidad óptima.



## CAPÍTULO 5

### METODOLOGÍA.

En este capítulo se describe el método utilizado para realizar la investigación de la presente tesis. Esto para que la persona que consulte este trabajo sepa el procedimiento que se siguió y por que es el adecuado.

#### **5.1.- Método empleado.**

Una de las primeras nociones que el ser humano capta es la de cantidad y la aplica en comparaciones sin darse cuenta de que está realizando un procedimiento científico. El método matemático es considerado como genético ya que mediante el se indica el origen de las cosas.

A las investigaciones donde se utilicen números, constantes e hipótesis con variedad de comprobaciones que se toman en cuenta para afirmar o negar algo se les consideran cuantitativas.

En la presente investigación se revisarán los muros existentes y se obtendrán resultados numéricos que se utilizaran para afirmar si cumplen o no con la estabilidad necesaria, también se propondrán algunas alternativas de diseño para la construcción posterior de muros en una segunda etapa de esta construcción, las alternativas deberán ser analizadas y sus resultados serán numéricos por lo que el método se considera matemático.

## **5.2.- Enfoque de la investigación.**

Como se mencionó anteriormente dentro del método matemático se considera que la investigación tiene un enfoque cuantitativo, de acuerdo con Hernández y Cols (2004), las características de este enfoque que se consideran en ella son las siguientes:

1.- En la investigación deben seguirse los siguientes pasos:

-Plantear un problema concreto y delimitado.

-Revisar lo que se ha investigado anteriormente relacionado con el problema.

-Construir un marco teórico.

-Del marco teórico obtener una hipótesis que son las cuestiones a las que se dará una respuesta.

-Comprobación de la hipótesis mediante los métodos de investigación adecuados, si los resultados son congruentes con la hipótesis se debe aportar evidencia, si no lo son se descartaran y se deberán obtener otros resultados. De esta manera se da sustento a la hipótesis sino es descartada.

-Para obtener los resultados el investigador debe recolectar datos numéricos de los objetos o fenómenos presentes en la investigación, debe estudiarlos y analizarlos mediante procedimientos estadísticos.

2.- Antes de adquirir los datos debe generarse una hipótesis, es decir una creencia.

3.- Se debe realizar una recolección de datos utilizando procedimientos estandarizados y aceptados científicamente y que se pueda demostrar su utilización.

4.- Como los datos recolectados son producto de mediciones, deben ser analizados por métodos estadísticos.

5.- La investigación debe de ser objetiva ya que el investigador no la debe de afectar de ninguna forma.

6.- Se deben agrupar los datos recolectados en grupos llamados muestras de un todo llamado universo poblacional.

7.- Con los resultados obtenidos del análisis se pretende predecir fenómenos y sus causas, así como generar un conocimiento.

#### **5.2.1.- Alcance.**

Hernández y Cols (2004), menciona que el alcance de cada investigación depende de la estrategia de investigación utilizada, considera cuatro tipos de alcance exploratorio, descriptivo, correlacional y explicativo. En esta investigación el alcance es exploratorio y descriptivo.

Exploratorio porque se examina un tema o problema de investigación poco estudiado o indagar a profundidad sobre un tema, el cual produce dudas. Mediante este tipo de estudio el investigador se familiarizara problema, para completar la investigación considerando su contexto, identificar conceptos y variables y sugerir afirmaciones y postulados.

Descriptivo porque el propósito del investigador es describir los fenómenos, situaciones y eventos, estos estudios buscan especificar las propiedades y características de los elementos que influyen en la investigación y que serán sometidos a análisis.

Específicamente en esta tesis los estudios exploratorios se realizan para examinar todos los elementos que influyen en la estabilidad de los muros su construcción y los resultados del análisis de los datos recolectados y los estudios descriptivos para especificar los datos y la situación en que se encuentran así como para describir las propuestas de alternativas para la construcción de los muros faltantes en el fraccionamiento.

### **5.3.- Diseño.**

Considera Hernández y Cols (2004), que el diseño de las investigaciones se puede dividir en experimentales y no experimentales, esta investigación entra dentro de las no experimentales.

El diseño no experimental cuantitativo puede ser definido como aquella que se realiza sin manipular deliberadamente las variables, trabajos donde las variables no se hacen variar de manera intencional para realizar comparación con otras, es decir las variables en este diseño se deben observar con su contexto natural para después ser analizadas.

En la revisión de los muros el diseño se considera no experimental ya que los elementos y variables a analizar no serán modificadas ni alteradas de ninguna manera y su análisis se realizara considerando el contexto real existente.

#### **5.4.- Instrumentos de recopilación de datos.**

Dentro de la recopilación de datos se consideran dos tipos la investigación documental y la de campo.

En esta investigación se utilizan los dos tipos ya que una parte requiere de obtener información de bibliografías acerca de los muros y los cálculos necesarios para realizar el análisis que indicara su estabilidad, y la otra parte es la investigación de campo ya que se deben recolectar datos de los muros ya construidos así como de su contexto para ser analizados.

Para la recopilación de datos es importante considerar algunos programas que harán más fácil, rápido y simple el trabajo, se utilizara el programa de dibujo técnico llamado Autocad 2007, con el que se realizaran los dibujos correspondientes, y el programa de cálculo Excel en el cual se elaboraran formatos de cálculo para los datos obtenidos, el cual proporcionara resultados que se deberán interpretar para dar respuesta a la hipótesis.

#### **5.5.- Descripción del proceso de investigación.**

El proceso de investigación fue el siguiente:

1.- Lo primero a realizar fue escoger el tema en este caso se decide realizar la revisión de los muros ya que existen muchas dudas acerca de la seguridad de las viviendas del fraccionamiento por la estabilidad de los muros ya que no se cuenta con el cálculo correspondiente.

2.- Después de tener el tema definido se realizó una investigación documental, tanto en libros como en bibliografía digital, para obtener los métodos y teorías que se deben utilizar en el análisis, esta información se encuentra en los tres primeros capítulos de esta tesis.

3.- Con la información producida en la investigación documental se elaboraron hojas de cálculo.

4.- El siguiente paso del proceso fue realizar una investigación de campo donde se recolectan los datos acerca de las variables que influyen en la estabilidad de los muros, estos datos serán vaciados en la hoja de cálculo que proporcionara los resultados con los que se podrá dar sustento a la hipótesis y respuesta a la pregunta ¿son seguros los muros?

5.- Se realizó el cálculo de unas propuestas de alternativas para los muros que serán construidos en la segunda etapa del fraccionamiento utilizando las hojas de cálculo y por ultimo con todo lo anterior conformar la presente tesis.

## CAPÍTULO 6

### ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Como se ha mencionado anteriormente el análisis de datos será realizado mediante las hojas de cálculo elaboradas en el programa Excel en el cual se formularon los métodos y teorías correspondientes para determinar la estabilidad de los muros.

Mediante estas hojas se obtendrán resultados acerca de la resistencia de los muros ante el deslizamiento en el área de contacto entre el muro y el terreno, ante el vuelco o volteo del muro, y la resistencia de la capacidad de apoyo. De la misma manera se revisaran las teorías y se obtendrán las presiones que influyen en el muro de una forma ideal, la resistencia ante la sobrecarga aplicada, el drenaje que deberá llevar cada muro y el dimensionamiento de los nuevos muros, estos cálculos determinaran si los muros de contención cumplen con la seguridad necesaria y pueden cumplir con su destino.

Así mismo se realizará un ejemplo de propuesta de diseño para muros que se construirán posteriormente.

En el capítulo presente se realizarán dos revisiones acerca de los muros existentes.

#### **6.1.- Primera revisión.**

Para esta revisión se utiliza un estudio de mecánica de suelo del predio donde se construyeron los muros, el estudio fue proporcionado por el laboratorio ILCCEM de

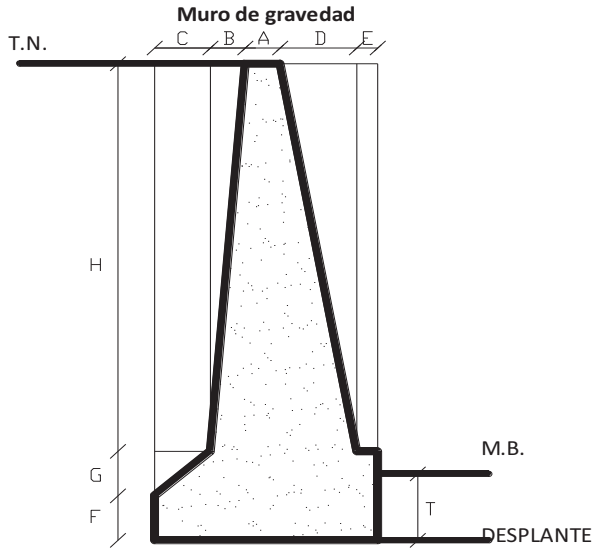
la ciudad de Uruapan, de acuerdo con los resultados adquiridos, el suelo se considera como un suelo cohesivo-friccionante por lo cual se utilizara la teoría de Rankine para calcular los empujes activo y pasivo que actuaran sobre el muro.

Los factores de seguridad que deberán cumplirse en la revisión serán los recomendados por la Comisión Federal de Electricidad que son 1.5 ante volteo y deslizamiento. De igual manera y con el dato de la resistencia del suelo proporcionado por el laboratorio deberá verificarse si la capacidad de carga del suelo es menor que la ejercida por el muro y el material que contiene.

A continuación se presentan un ejemplo de los cálculos de la primera revisión, así como una tabla concentrado de resultados.



Revisión de muro de contención, de gravedad a base de mampostería de tercera clase,  
Fraccionamiento EL MILAGRO



**MAMPOSTERÍA Y EMPUJE ACTIVO**

A=	0.50	m
B=	0.50	m
C=	0.80	m
D=	1.10	m
E=	0.30	m
F=	0.70	m
G=	0.70	m
H=	6.10	m

**EMPUJE PASIVO**

T=	0.43	m
----	------	---

**Terreno**

H=	7.5	m
$\beta=$	0	°
C=	10	ton/m <sup>2</sup>
$\gamma_s =$	1.462	ton/m <sup>3</sup>
$\phi=$	46	°

Suelo: **Grava bien graduada con arena**

**Mampostería**

$\gamma_m =$	2.2	ton/m <sup>3</sup>
--------------	-----	--------------------

Area de contacto del muro-terreno =	3.20	m <sup>2</sup>
Espesor del muro =	1	m

Capacidad de carga del suelo =	54	ton/m <sup>2</sup>
--------------------------------	----	--------------------

**\* Factor de seguridad contra deslizamiento**

$$F.S. = \frac{\text{Suma de las fuerzas de fricción resistentes}}{\text{Suma de las fuerzas de horizontales actuantes}}$$

**\* Factor de seguridad contra volteo**

$$F.S. = \frac{\text{Suma de los momentos resistentes}}{\text{Suma de los momentos de volteo}}$$

**Según Rankine (para suelos cohesivos friccionantes)**

$N\phi =$	$\text{tg}^2(45+(\phi/2)) =$	6.13		
$(N\phi)^{0.5} =$	2.48			
$Z_0 =$	$(2C*(N\phi)^{0.5})/\gamma =$	33.86	m	
EA=	$((\gamma_s H^2)/(2N\phi)) - (2CH/((N\phi)^{0.5})) =$	-53.89	ton/m	Tension
EP=	$((N\phi \gamma H^2)/2) + (2CH*((N\phi)^{0.5})) =$	22.11	ton/m	
$\delta a =$	$(\gamma_s Z_0/N\phi) - (2C/((N\phi)^{0.5})) =$	0.00	ton/m	

**Empuje activo horizontal**

Cos β = 1  
Sen β = 0

EAH = Cos β \* EA = 53.89 ton  
EAV = Sen β \* EA = 0.00 ton

**Empuje pasivo (En la parte frontal del muro, para suelo cohesivo-friccionante)**

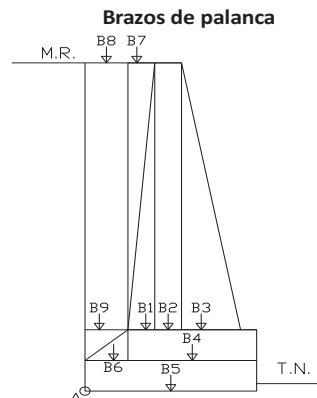
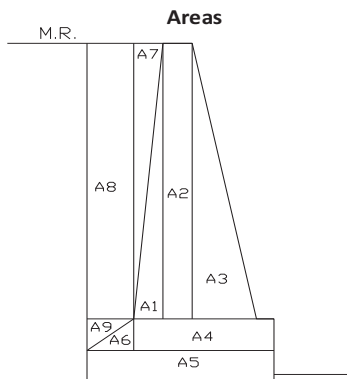
EPH =  $((N\phi\gamma H^2)/2) + (2CH*((N\phi)^{0.5})) = 22.11$  ton\*ml

$N\phi = \text{Tan}^2(45+(\phi/2)) = 6.13$

**Pesos de las secciones**

w1 = A1*γ <sub>m</sub> =	3.36	ton
w2 = A2*γ <sub>m</sub> =	6.71	ton
w3 = A3*γ <sub>m</sub> =	7.38	ton
w4 = A4*γ <sub>m</sub> =	3.70	ton
w5 = A5*γ <sub>m</sub> =	4.93	ton
w6 = A6*γ <sub>m</sub> =	0.62	ton
w7 = A7*γ <sub>s</sub> =	2.23	ton
w8 = A8*γ <sub>s</sub> =	7.13	ton
w9 = A9*γ <sub>s</sub> =	0.41	ton

A1 =	1.53	m <sup>2</sup>
A2 =	3.05	m <sup>2</sup>
A3 =	3.36	m <sup>2</sup>
A4 =	1.68	m <sup>2</sup>
A5 =	2.24	m <sup>2</sup>
A6 =	0.28	m <sup>2</sup>
A7 =	1.53	m <sup>2</sup>
A8 =	4.88	m <sup>2</sup>
A9 =	0.28	m <sup>2</sup>
<b>A TOTAL =</b>	<b>18.815</b>	<b>m<sup>2</sup></b>



**Calculo del momento resistente al volteamiento con respecto al punto A**

Sección	Peso (ton)	Brazo (m)	Momento (ton* m)
1	3.36	1.13	3.80
2	6.71	1.55	10.40
3	7.38	2.17	15.99
4	3.70	2.00	7.39
5	4.93	1.60	7.88
6	0.62	0.53	0.33
7	2.23	0.97	2.16
8	7.13	0.40	2.85
9	0.41	0.27	0.11
<b>Σ =</b>	<b>36.46</b>		
Activo Vert.	0.00	3.2	0.00
Pasivo Hor.	22.11	0.143333333	3.17
<b>Σ =</b>			<b>54.09 =</b>

**M Resistente**

**Calculo del momento negativo que provoca el vuelco.**

**El momento sera igual al producto del empuje activo horizontal por su brazo de palanca:**

$$M \text{ Activo} = EAH * BR = 134.73 \text{ ton*m}$$

$$BR = \text{Brazo de palanca} = 2.50 \text{ m}$$

**Factor de seguridad contra el volteamiento**

$$F.S. = \frac{M \text{ Resistente}}{M \text{ Activo}} = 0.40 < 1.5$$

**F.S.** 1.5 **No cumple contra el volteamiento por lo tanto no se acepta**

**Factor de seguridad contra deslizamiento**

$$F.S. = \frac{Ft}{FAH} = 0.81 < 1.5$$

**F.S.** 1.5 **No cumple contra el deslizamiento por lo tanto no se acepta**

$$Ft = (\Sigma \text{ de fuerzas verticales } * f) + EPH$$

$$f = \tan \left( \frac{2}{3} * \phi \right)$$

$$Ft = 43.73$$

$$f = 0.59$$

**Revisión por capacidad de carga**

$\delta m$  = Presion max. Y min. Que produce el muro en el terreno

$$\delta_{max.} = (V/A) * [1 + ((6e)/B)]$$

$$\delta_{min.} = (V/A) * [1 - ((6e)/B)]$$

V = resultante de las fuerzas verticales

e = excentricidad

$$e = (M/V) - (B/2) = 0.61 \quad 0.61$$

M = Momento resistente - Momento actuante

$$\delta_{max.} = 24.46 \text{ ton/m}^2 < 54 \text{ ton/m}^2$$

**Cumple la capacidad del suelo por lo tanto se acepta**

$$\delta_{min.} = -1.68 \text{ ton/m}^2$$

DATOS:		
C=	10	ton/m <sup>2</sup>
$\beta$ =	0	°
$\phi$ =	46	°
$\gamma_s$ =	1.462	ton/m <sup>3</sup>
$\gamma_m$ =	2.2	ton/m <sup>3</sup>
Capacidad de carga del suelo=	54	ton/m <sup>2</sup>

CONCENTRADO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS A MUROS DE CONTENCIÓN. TABLA.- 6.1.							
No de manzana	No de lote	Altura del muro (m)	Altura de suelo Emp. Pasivo (m)	F.S. Ante volteamiento	F.S. Ante deslizamiento	$\delta$ máximo (ton/m <sup>2</sup> )	$\delta$ mínimo (ton/m <sup>2</sup> )
25	10--20	1.00	0.30	0.77	2.02	3.48	0.50
25	9--21	1.00	0.54	2.10	3.63	31.68	-27.70
26	15--17	1.00	0.45	1.51	3.02	12.47	-8.49
26	16	1.00	0.45	1.51	3.02	12.47	-8.49
12	10--11	1.50	0.32	0.50	1.51	12.55	-7.17
12	9--12	1.50	0.44	0.76	2.05	3.06	2.33
12	8--13	1.50	0.88	2.53	4.10	49.01	-43.62
12	7--14	1.50	0.57	1.15	2.64	0.06	5.33
12	6--15	1.50	1.01	3.30	4.74	76.46	-71.07
12	5--16	1.50	0.62	1.33	2.87	6.43	-1.04
12	4--17	1.50	0.62	1.33	2.87	6.43	-1.04
12	3--18	1.50	0.62	1.33	2.87	6.43	-1.04
13	12--13	1.50	0.30	0.46	1.42	13.83	-8.44
13	11--14	1.50	0.30	0.46	1.42	13.83	-8.44
25	11--19	1.50	0.36	0.57	1.69	9.74	-4.35
25	8--22	1.50	1.41	6.44	6.77	188.17	-182.78
25	7--23	1.50	1.41	6.44	6.77	188.17	-182.78
26	11--21	1.50	0.30	0.46	1.42	13.83	-8.44
26	12--20	1.50	0.30	0.46	1.42	13.83	-8.44
26	13-19	1.50	0.43	0.74	2.00	3.97	1.42
26	14--18	1.50	0.43	0.74	2.00	3.97	1.42
12	2--19	2.00	0.63	0.81	2.24	4.44	2.75
12	1--20	2.00	0.32	0.32	1.18	35.54	-28.36
12	21	2.00	0.32	0.32	1.18	35.54	-28.36
13	10--15	2.00	0.36	0.36	1.31	32.72	-25.54
13	9--16	2.00	0.30	0.30	1.11	36.82	-29.64
18	9	2.00	0.00	0.15	0.14	45.97	-38.79
22	14--15	2.00	0.48	0.53	1.72	22.17	-14.99
22	13--16	2.00	0.48	0.53	1.72	22.17	-14.99
22	12--17	2.00	0.48	0.53	1.72	22.17	-14.99
22	11--18	2.00	0.48	0.53	1.72	22.17	-14.99
22	10--19	2.00	0.48	0.53	1.72	22.17	-14.99
25	12--18	2.00	0.36	0.36	1.31	32.72	-25.54
25	6--24	2.00	1.54	4.42	5.67	207.16	-199.98
25	5--25	2.00	1.54	4.42	5.67	207.16	-199.98
25	4--26	2.00	1.54	4.42	5.67	207.16	-199.98
25	3--27	2.00	1.15	2.46	4.14	84.21	-77.03
25	2--28	2.00	1.15	2.46	4.14	84.21	-77.03
25	1--29	2.00	1.15	2.46	4.14	84.21	-77.03
26	10--22	2.00	0.33	0.33	1.21	34.87	-27.69
6	7--6	2.20	1.40	2.51	4.20	61.10	-52.54
6	7--5	2.50	1.30	2.18	3.89	46.06	-37.49
13	8--17	2.50	0.42	0.44	1.30	17.12	-8.56
13	7--18	2.50	0.07	0.26	0.37	25.51	-16.95

DATOS:		
C=	10	ton/m2
B=	0	°
$\phi$ =	46	°
$\gamma_s$ =	1.462	ton/m3
$\gamma_m$ =	2.2	ton/m3
Capacidad de carga del suelo=	54	ton/m2

CONCENTRADO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS A MUROS DE CONTENCIÓN. TABLA.- 6.1.							
No de manzana	No de lote	Altura del muro (m)	Altura de suelo Emp. Pasivo (m)	F.S. Ante volteamiento	F.S. Ante deslizamiento	$\delta$ máximo (ton/m <sup>2</sup> )	$\delta$ mínimo (ton/m <sup>2</sup> )
13	6-19	2.50	0.07	0.26	0.37	25.51	-16.95
18	6	2.50	0.00	0.26	0.19	25.75	-17.18
18	7	2.50	0.00	0.26	0.19	25.75	-17.18
18	8	2.50	0.00	0.26	0.19	25.75	-17.18
18	9	2.50	0.00	0.26	0.19	25.75	-17.18
23	14	2.50	0.00	0.26	0.19	25.75	-17.18
24	1-27	2.50	1.49	2.82	4.49	75.75	-67.19
25	15	2.50	0.40	0.43	1.24	17.94	-9.37
25	14-16	2.50	0.50	0.52	1.52	13.44	-4.88
25	13-17	2.50	0.72	0.82	2.14	-0.25	8.82
26	7-25	2.50	0.67	0.74	2.00	3.33	5.24
26	8-24	2.50	0.67	0.74	2.00	3.33	5.24
26	9-23	2.50	1.15	1.74	3.42	25.87	-17.31
33	1-2	2.50	0.63	0.69	1.88	5.99	2.57
22	9-20	3.00	0.90	0.98	2.32	-9.15	19.06
22	8-21	3.00	0.53	0.57	1.43	6.80	3.11
24	14	3.00	0.35	0.45	1.01	11.41	-1.50
24	13-15	3.00	0.13	0.37	0.52	14.41	-4.50
24	12-16	3.00	0.27	0.41	0.83	12.83	-2.92
24	11-17	3.00	0.40	0.47	1.13	10.33	-0.42
24	10-18	3.00	0.53	0.57	1.43	6.80	3.11
24	9-19	3.00	0.66	0.68	1.74	2.22	7.69
24	8-20	3.00	0.79	0.83	2.05	-3.46	13.37
24	7-21	3.00	1.04	1.20	2.67	-2.25	12.16
24	6-22	3.00	0.29	0.42	0.88	12.51	-2.60
24	5-23	3.00	1.29	1.68	3.32	16.26	-6.35
24	4-24	3.00	1.29	1.68	3.32	16.26	-6.35
24	3-25	3.00	1.71	2.76	4.46	57.90	-47.99
24	2-26	3.00	1.71	2.76	4.46	57.90	-47.99
26	4-28	3.00	0.48	0.53	1.31	8.28	1.63
26	5-27	3.00	1.15	1.40	2.95	5.34	4.57
26	6-26	3.00	1.15	1.40	2.95	5.34	4.57
33	16-3	3.00	0.64	0.66	1.69	2.99	6.92
13	5-20	3.50	0.65	0.54	1.51	12.48	-1.03
13	4-21	3.50	0.65	0.54	1.51	12.48	-1.03
13	3-22	3.50	0.13	0.31	0.48	24.28	-12.83
13	2-23	3.50	0.13	0.31	0.48	24.28	-12.83
13	1-24	3.50	0.16	0.32	0.54	24.04	-12.59
13	25	3.50	0.00	0.30	0.24	24.75	-13.30
22	7-22	3.50	0.24	0.33	0.69	23.14	-11.68
26	1-31	3.50	0.56	0.48	1.33	15.72	-4.26
26	2-30	3.50	0.66	0.55	1.53	12.09	-0.64
26	3-29	3.50	1.37	1.42	3.08	10.19	1.26
33	15-4	3.50	0.61	0.51	1.43	13.98	-2.53

DATOS:		
C=	10	ton/m <sup>2</sup>
$\beta$ =	0	°
$\phi$ =	46	°
$\gamma_s$ =	1.462	ton/m <sup>3</sup>
$\gamma_m$ =	2.2	ton/m <sup>3</sup>
Capacidad de carga del suelo=	54	ton/m <sup>2</sup>

CONCENTRADO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS A MUROS DE CONTENCIÓN. TABLA.- 6.1.							
No de manzana	No de lote	Altura del muro (m)	Altura de suelo Emp. Pasivo (m)	F.S. Ante volteamiento	F.S. Ante deslizamiento	$\delta$ máximo (ton/m <sup>2</sup> )	$\delta$ mínimo (ton/m <sup>2</sup> )
33	14--5	3.50	0.76	0.63	1.74	7.82	3.63
23	13--15	4.00	0.45	0.35	1.00	30.74	-17.74
33	13--6	4.00	1.58	1.43	3.18	15.74	-2.74
33	12--7	4.00	0.64	0.44	1.34	24.63	-11.64
33	11--8	4.00	1.07	0.78	2.15	2.08	10.92
33	10--9	4.00	0.54	0.39	1.16	28.13	-15.13
14	14--15	5.00	1.21	0.78	2.09	-2.78	18.58
14	13--16	5.00	0.62	0.46	1.18	16.52	-0.72
14	4--25	5.00	0.05	0.35	0.38	22.91	-7.11
14	3--26	5.00	0.37	0.39	0.82	20.70	-4.91
14	2--27	5.00	0.45	0.41	0.93	19.61	-3.81
14	1--28	5.00	0.77	0.52	1.40	12.90	2.90
14	29	5.00	0.77	0.52	1.40	12.90	2.90
21	2--15	5.00	0.61	0.46	1.16	16.73	-0.93
21	1--16	5.00	1.44	0.97	2.47	-14.18	29.98
22	6--23	5.00	1.37	0.91	2.35	-10.47	26.27
22	5--24	5.00	1.00	0.64	1.76	5.67	10.13
22	4--25	5.00	0.73	0.50	1.34	13.95	1.85
22	3--26	5.00	0.48	0.42	0.98	19.14	-3.34
23	12--16	5.00	0.82	0.54	1.48	11.50	4.29
23	11--17	5.00	0.19	0.36	0.57	22.36	-6.57
14	12--17	6.40	1.12	0.67	1.70	-0.70	20.47
14	11--18	6.40	0.53	0.49	0.99	9.81	9.96
14	10--19	6.40	0.01	0.45	0.41	12.65	7.11
14	9--20	6.40	0.51	0.49	0.96	10.02	9.74
14	8--21	6.40	0.51	0.49	0.96	10.02	9.74
14	7--22	6.40	0.93	0.60	1.47	3.59	0.00
14	6--23	6.40	0.61	0.51	1.08	8.86	10.91
14	5--24	6.40	1.30	0.76	1.94	-5.61	25.37
21	4--13	6.40	0.89	0.59	1.42	4.38	15.39
21	5--12	6.40	1.40	0.81	2.07	-8.70	28.46
22	2--27	6.40	1.01	0.63	1.57	1.89	17.88
23	10--18	6.40	0.96	0.61	1.50	2.97	16.80
23	9--19	6.40	0.33	0.46	0.76	11.57	8.20
23	8--20	7.00	0.43	0.43	0.84	17.92	3.49
23	7--21	7.00	0.60	0.46	1.02	16.11	5.30
23	6--22	7.00	0.35	0.42	0.75	18.56	2.85
23	5--23	7.00	0.35	0.42	0.75	18.56	2.85
23	4--24	7.00	0.35	0.42	0.75	18.56	2.85
11	8--9	7.50	0.17	0.38	0.56	26.04	-3.25
11	7--10	7.50	0.44	0.40	0.82	24.37	-1.59
11	6--11	7.50	0.20	0.38	0.59	25.93	-3.14
11	5--12	7.50	0.31	0.39	0.69	25.37	-2.58
11	4--13	7.50	0.26	0.39	0.65	25.65	-2.86

DATOS:		
C=	10	ton/m <sup>2</sup>
$\beta$ =	0	°
$\phi$ =	46	°
$\gamma_s$ =	1.462	ton/m <sup>3</sup>
$\gamma_m$ =	2.2	ton/m <sup>3</sup>
Capacidad de carga del suelo=	54	ton/m <sup>2</sup>

CONCENTRADO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS A MUROS DE CONTENCIÓN. TABLA.- 6.1.							
No de manzana	No de lote	Altura del muro (m)	Altura de suelo Emp. Pasivo (m)	F.S. Ante volteamiento	F.S. Ante deslizamiento	$\delta$ máximo (ton/m <sup>2</sup> )	$\delta$ mínimo (ton/m <sup>2</sup> )
11	3--14	7.50	0.26	0.39	0.65	25.65	-2.86
11	2--15	7.50	0.26	0.39	0.65	25.65	-2.86
11	1--16	7.50	2.16	1.06	2.77	-17.97	40.76
22	1--28	7.50	1.28	0.60	1.71	8.65	14.14
23	3--25	7.50	0.41	0.40	0.79	24.64	-1.85
23	2--26	7.50	0.43	0.40	0.81	24.46	-1.68
23	1--27	7.50	0.15	0.38	0.54	26.10	-3.31

Tabla 6.1. Concentrado de resultados del análisis a muros de contención, primera revisión. (Fuente: propia, 2012).

## 6.2.- Resultados de la primera revisión.

En esta revisión se puede observar que un gran porcentaje de los muros no cumple con la seguridad requerida, algunas secciones exceden hasta la capacidad de carga considerada.

El estudio de mecánica de suelos es insuficiente para considerarlo en un a revisión ya que fue realizado en una zona superficial del predio donde existe suelo fino, sin tomar en cuenta que en la profundidad de desplante y en los cortes para llegar a esta se encuentra roca.

A demás los resultados adquiridos del estudio son muy deficientes e ilógicos no existe un suelo que los produzca, por lo que se procede a realizar una segunda revisión.

### 6.3.- Segunda revisión.

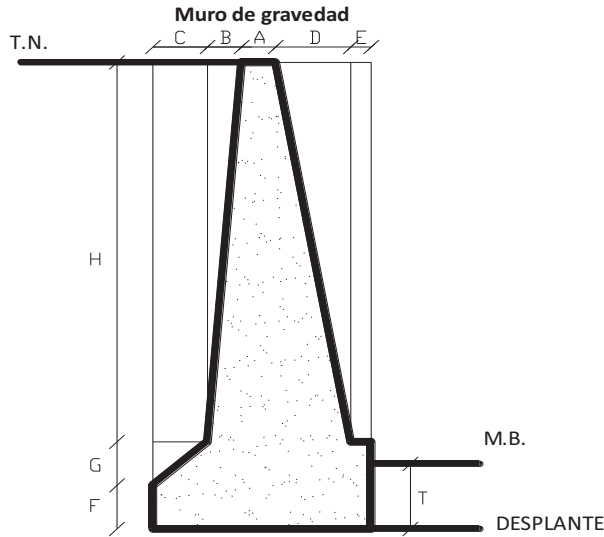
Esta segunda revisión se realiza debido a que los datos adquiridos para realizar la primera revisión no son confiables, se observó el tipo de terreno y no coincide con los resultados del laboratorio ILCM, como se mencionó anteriormente algunos datos son ilógicos, se buscó la opinión de algunos ingenieros con experiencia en este tema como son Maestro en Ingeniería Esteban Brito Chávez y el Maestro en Ciencias Alberto Zavala Cerda. A continuación se presenta la segunda revisión, realizada con algunos datos proporcionados por los por los ingenieros.

El método a utilizar para la revisión es el Semiempírico de Terzaghi, considerando el tipo de suelo 1, para el cual el factor  $KH= 460\text{kg/m}^2/\text{m}$  y  $KV= 0\text{kg/m}^2/\text{m}$  un valor de  $C= 0.27$ , un peso específico del suelo de  $1.9\text{ ton/m}^3$ , un peso específico de la mampostería de  $2.2\text{ ton/m}^3$ , una capacidad de carga del suelo de desplante de  $200\text{ ton/m}^2$ , una cohesión para el suelo de desplante de  $4500\text{ kg/cm}^2$ , ya que es roca y su cohesión es mayor q todos los otros suelos, se puede decir que es total, un ángulo de fricción de  $35^\circ$  obtenido de una tabla del manual de puentes, de igual manera el valor de la sobrecarga se obtuvo de la tabla de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para sobrecargas según uso.

A continuación se presenta la segunda revisión, considerando que los datos son lógicos, a comparación de los utilizados en la primera revisión, de igual manera se muestra una tabla concentrado con los resultados del análisis de los muros de contención.



Revisión de muro de contención, de gravedad a base de mampostería de tercera clase,  
Fraccionamiento EL MILAGRO



**MAMPOSTERÍA Y EMPUJE ACTIVO**

A=	0.50	m
B=	0.50	m
C=	0.80	m
D=	1.10	m
E=	0.30	m
F=	0.70	m
G=	0.70	m
H=	6.10	m

**EMPUJE PASIVO**

T=	0.15	m
----	------	---

Metodo semiempirico de Terzaghi

**Terreno**

Tipo de relleno:		Tipo 1
H=	7.50	m
$\beta=$	0	°
KH=	460	kg/m <sup>2</sup> /m
KV=	0	kg/m <sup>2</sup> /m

Suelo: **Suelo granular grueso sin finos**

De la tabla de Terzaghi C=	0.27	
$\gamma_s =$	1.9	ton/m <sup>3</sup>
$\phi=$	35	°

**Mampostería**

$\gamma_m =$  2.2 ton/m<sup>3</sup>

Se utiliza el ángulo de fricción interna  $f$  de la gravas según el Manual de Construcción de Puentes.

**Sobrecarga**

$q=$  3.00 t/m<sup>2</sup>

**Valor de la carga**

$P=$   $P=Cq=$  0.81 t/m<sup>2</sup>

$EH=(0.5 \cdot KH \cdot H^2)=$  12937.5 kg\*m

$EV=(0.5 \cdot KV \cdot H^2)=$  0 kg\*m

**Empuje de sobrecarga**

$E_q=PH=$  6.075 t\*m

Area de contacto del muro-terreno = 3.20 m<sup>2</sup>

Espesor del muro = 1 m

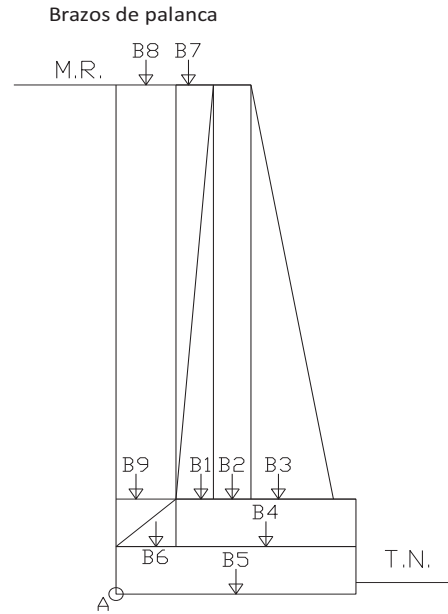
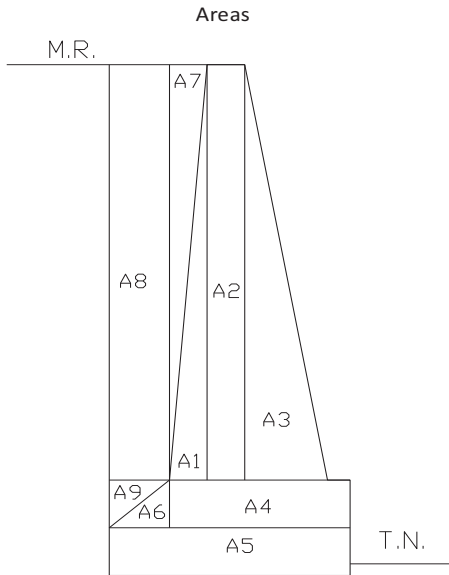
**Capacidad de carga del suelo =** 200 ton/m<sup>2</sup>

**\* Factor de seguridad contra deslizamiento**

$$F.S. = \frac{\text{Suma de las fuerzas de fricción resistentes}}{\text{Suma de las fuerzas de horizontales actuantes}}$$

**\* Factor de seguridad contra volteo**

$$F.S. = \frac{\text{Suma de los momentos resistentes}}{\text{Suma de los momentos de volteo}}$$



**Pesos de las secciones**

$w1 = A1 \cdot \gamma_m =$	<b>3.36</b>	ton
$w2 = A2 \cdot \gamma_m =$	<b>6.71</b>	ton
$w3 = A3 \cdot \gamma_m =$	<b>7.38</b>	ton
$w4 = A4 \cdot \gamma_m =$	<b>3.70</b>	ton
$w5 = A5 \cdot \gamma_m =$	<b>4.93</b>	ton
$w6 = A6 \cdot \gamma_m =$	<b>0.62</b>	ton
$w7 = A7 \cdot \gamma_s =$	<b>2.90</b>	ton
$w8 = A8 \cdot \gamma_s =$	<b>9.27</b>	ton
$w9 = A9 \cdot \gamma_s =$	<b>0.53</b>	ton
	<b>39.39</b>	ton

<b>A1 =</b>	1.53	m <sup>2</sup>
<b>A2 =</b>	3.05	m <sup>2</sup>
<b>A3 =</b>	3.36	m <sup>2</sup>
<b>A4 =</b>	1.68	m <sup>2</sup>
<b>A5 =</b>	2.24	m <sup>2</sup>
<b>A6 =</b>	0.28	m <sup>2</sup>
<b>A7 =</b>	1.53	m <sup>2</sup>
<b>A8 =</b>	4.88	m <sup>2</sup>
<b>A9 =</b>	0.28	m <sup>2</sup>
<b>A TOTAL =</b>	<b>18.815</b>	<b>m<sup>2</sup></b>

Sección		Peso (ton)	Brazo (m)	Momento (ton*m)
1		3.36	1.13	3.80
2		6.71	1.55	10.40
3		7.38	2.17	15.99
4		3.70	2.00	7.39
5		4.93	1.60	7.88
6		0.62	0.53	0.33
7		2.90	0.97	2.80
8		9.27	0.40	3.71
9		0.53	0.27	0.14
Eq	6.08	3.75	3.75	22.78
EH	12.94		2.50	32.34

**M Resistente=**

**45.80 t\*m**

**M Activo=**

**55.13 t\*m**

**Factor de seguridad contra el volteamiento**

F.S.=	$\frac{M \text{ Resistente}}{M \text{ Activo}}$	=	<b>0.83</b>	<	F.S.	1.5	No cumple contra el volteamiento por lo tanto no se acepta
-------	---	---	-------------	---	------	-----	--

**Factor de seguridad contra deslizamiento**

F.S.=	$\frac{F}{EH+Eq}$	=	<b>4.42</b>	>	F.S.	1.5	Cumple contra el deslizamiento por lo tanto se acepta
-------	-------------------	---	-------------	---	------	-----	---

F=S*A=	84.02
S=q+σtg φ=	4.47 t/m <sup>2</sup>
σ=ΣW/A=	2.09 t/m <sup>2</sup>

**Revisión por capacidad de carga**

δm = Presion max. Y min. Que produce el muro en el terreno

$$\delta_{\max.} = (V/A) * [1 + ((6e)/B)]$$

$$\delta_{\min.} = (V/A) * [1 - ((6e)/B)]$$

V = resultante de las fuerzas verticales  
e = excentricidad

$$e = (M/V) - (B/2) = \mathbf{1.82}$$

$$M = \text{Momento resistente} - \text{Momento actuante} = -9.32$$

δmax. =	<b>59.39</b>	ton/m <sup>2</sup>	<	200	ton/m <sup>2</sup>	Cumple la capacidad del suelo por lo tanto se acepta
δmin. =	<b>-32.42</b>	ton/m <sup>2</sup>				

DATOS:			
q=	3	ton/m <sup>2</sup>	
β=	0	°	
φ=	35	°	
γs=	1.9	ton/m <sup>3</sup>	
γm=	2.2	ton/m <sup>3</sup>	
Capacidad de carga del suelo=	200	ton/m <sup>2</sup>	

CONCENTRADO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS A MUROS DE CONTENCIÓN. TABLA.- 6.2.							
No de manzana	No de lote	Altura del muro (m)	Altura de suelo Emp. Pasivo (m)	F.S. Ante volteamiento	F.S. Ante deslizamiento	δ máximo (ton/m <sup>2</sup> )	δ mínimo (ton/m <sup>2</sup> )
25	10--20	1.00	0.30	1.10	3.02	25.00	-12.20
25	9--21	1.00	0.54	1.10	3.02	25.00	-12.20
26	15--17	1.00	0.45	1.10	3.02	25.00	-12.20
26	16	1.00	0.45	1.10	3.02	25.00	-12.20
12	10--11	1.50	0.32	1.03	3.34	28.45	-14.21
12	9--12	1.50	0.44	1.03	3.34	28.45	-14.21
12	8--13	1.50	0.88	1.03	3.34	28.45	-14.21
12	7--14	1.50	0.57	1.03	3.34	28.45	-14.21
12	6--15	1.50	1.01	1.03	3.34	28.45	-14.21
12	5--16	1.50	0.62	1.03	3.34	28.45	-14.21
12	4--17	1.50	0.62	1.03	3.34	28.45	-14.21
12	3--18	1.50	0.62	1.03	3.34	28.45	-14.21
13	12--13	1.50	0.30	1.03	3.34	28.45	-14.21
13	11--14	1.50	0.30	1.03	3.34	28.45	-14.21
25	11--19	1.50	0.36	1.03	3.34	28.45	-14.21
25	8--22	1.50	1.41	1.03	3.34	28.45	-14.21
25	7--23	1.50	1.41	1.03	3.34	28.45	-14.21
26	11--21	1.50	0.30	1.03	3.34	28.45	-14.21
26	12--20	1.50	0.30	1.03	3.34	28.45	-14.21
26	13-19	1.50	0.43	1.03	3.34	28.45	-14.21
26	14--18	1.50	0.43	1.03	3.34	28.45	-14.21
12	2--19	2.00	0.63	0.72	3.04	25.40	-12.91
12	1--20	2.00	0.32	0.72	3.04	25.40	-12.91
12	21	2.00	0.32	0.72	3.04	25.40	-12.91
13	10--15	2.00	0.36	0.72	3.04	25.40	-12.91
13	9--16	2.00	0.30	0.72	3.04	25.40	-12.91
18	9	2.00	0.00	0.72	3.04	25.40	-12.91
22	14--15	2.00	0.48	0.72	3.04	25.40	-12.91
22	13--16	2.00	0.48	0.72	3.04	25.40	-12.91
22	12--17	2.00	0.48	0.72	3.04	25.40	-12.91
22	11--18	2.00	0.48	0.72	3.04	25.40	-12.91
22	10--19	2.00	0.48	0.72	3.04	25.40	-12.91
25	12--18	2.00	0.36	0.72	3.04	25.40	-12.91
25	6--24	2.00	1.54	0.00	3.04	25.40	-12.91
25	5--25	2.00	1.54	0.72	3.04	25.40	-12.91
25	4--26	2.00	1.54	0.72	3.04	25.40	-12.91
25	3--27	2.00	1.15	0.72	3.04	25.40	-12.91
25	2--28	2.00	1.15	0.72	3.04	25.40	-12.91
25	1--29	2.00	1.15	0.72	3.04	25.40	-12.91
26	10--22	2.00	0.33	0.72	3.04	25.40	-12.91
6	7--6	2.50	1.30	1.15	4.04	40.30	-19.36
6	7--5	2.50	1.30	1.15	4.04	40.30	-19.36
13	8--17	2.50	0.42	1.15	4.04	40.30	-19.36
13	7--18	2.50	0.07	1.15	4.04	40.30	-19.36

DATOS:			
q=	3	ton/m <sup>2</sup>	
β=	0	°	
φ=	35	°	
γs=	1.9	ton/m <sup>3</sup>	
γm=	2.2	ton/m <sup>3</sup>	
Capacidad de carga del suelo=	200	ton/m <sup>2</sup>	

CONCENTRADO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS A MUROS DE CONTENCIÓN. TABLA.- 6.2.							
No de manzana	No de lote	Altura del muro (m)	Altura de suelo Emp. Pasivo (m)	F.S. Ante volteamiento	F.S. Ante deslizamiento	δ máximo (ton/m <sup>2</sup> )	δ mínimo (ton/m <sup>2</sup> )
13	6--19	2.50	0.42	1.15	4.04	40.30	-19.36
18	6	2.50	0.00	1.15	4.04	40.30	-19.36
18	7	2.50	0.00	1.15	4.04	40.30	-19.36
18	8	2.50	0.00	1.15	4.04	40.30	-19.36
18	9	2.50	0.00	1.15	4.04	40.30	-19.36
23	14	2.50	0.00	1.15	4.04	40.30	-19.36
24	1--27	2.50	0.15	1.15	4.04	40.30	-19.36
25	15	2.50	0.40	1.15	4.04	40.30	-19.36
25	14--16	2.50	0.50	1.15	4.04	40.30	-19.36
25	13--17	2.50	0.72	1.15	4.04	40.30	-19.36
26	7--25	2.50	0.67	1.15	4.04	40.30	-19.36
26	8--24	2.50	0.67	1.15	4.04	40.30	-19.36
26	9--23	2.50	1.15	1.15	4.04	40.30	-19.36
33	1--2	2.50	0.63	1.15	4.04	40.30	-19.36
22	9--20	3.00	0.90	1.49	4.79	29.34	-12.37
22	8--21	3.00	0.53	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	14	3.00	0.35	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	13--15	3.00	0.13	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	12--16	3.00	0.27	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	11--17	3.00	0.40	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	10--18	3.00	0.53	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	9--19	3.00	0.66	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	8--20	3.00	0.79	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	7--21	3.00	1.04	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	6--22	3.00	0.29	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	5--23	3.00	1.29	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	4--24	3.00	1.29	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	3--25	3.00	1.71	1.49	4.79	29.34	-12.37
24	2--26	3.00	1.71	1.49	4.79	29.34	-12.37
26	4--28	3.00	0.48	1.49	4.79	29.34	-12.37
26	5--27	3.00	1.15	1.49	4.79	29.34	-12.37
26	6--26	3.00	1.15	1.49	4.79	29.34	-12.37
33	16--3	3.00	0.64	1.49	4.79	29.34	-12.37
13	5--20	3.50	0.65	1.19	4.43	34.78	-16.11
13	4--21	3.50	0.65	1.19	4.43	34.78	-16.11
13	3--22	3.50	0.13	1.19	4.43	34.78	-16.11
13	2--23	3.50	0.13	1.19	4.43	34.78	-16.11
13	1--24	3.50	0.16	1.19	4.43	34.78	-16.11
13	25	3.50	0.00	1.19	4.43	34.78	-16.11
22	7--22	3.50	0.24	1.19	4.43	34.78	-16.11
26	1--31	3.50	0.56	1.19	4.43	34.78	-16.11
26	2--30	3.50	0.66	1.19	4.43	34.78	-16.11
26	3--29	3.50	1.37	1.19	4.43	34.78	-16.11
33	15--4	3.50	0.61	1.19	4.43	34.78	-16.11

DATOS:			
q=	3	ton/m <sup>2</sup>	
β=	0	°	
φ=	35	°	
γs=	1.9	ton/m <sup>3</sup>	
γm=	2.2	ton/m <sup>3</sup>	
Capacidad de carga del suelo=	200	ton/m <sup>2</sup>	

CONCENTRADO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS A MUROS DE CONTENCIÓN. TABLA.- 6.2.							
No de manzana	No de lote	Altura del muro (m)	Altura de suelo Emp. Pasivo (m)	F.S. Ante volteamiento	F.S. Ante deslizamiento	δ máximo (ton/m <sup>2</sup> )	δ mínimo (ton/m <sup>2</sup> )
33	14--5	3.50	0.76	1.19	4.43	34.78	-16.11
23	13--15	4.00	0.45	0.97	4.11	41.21	-20.85
33	13--6	4.00	1.58	0.97	4.11	41.21	-20.85
33	12--7	4.00	0.64	0.97	4.11	41.21	-20.85
33	11--8	4.00	1.07	0.97	4.11	41.21	-20.85
33	10--9	4.00	0.54	0.97	4.11	41.21	-20.85
14	14--15	5.00	1.21	1.02	4.61	41.61	-20.64
14	13--16	5.00	0.62	1.02	4.61	41.61	-20.64
14	4--25	5.00	0.05	1.02	4.61	41.61	-20.64
14	3--26	5.00	0.37	1.02	4.61	41.61	-20.64
14	2--27	5.00	0.45	1.02	4.61	41.61	-20.64
14	1--28	5.00	0.77	1.02	4.61	41.61	-20.64
14	29	5.00	0.77	1.02	4.61	41.61	-20.64
21	2--15	5.00	0.61	1.02	4.61	41.61	-20.64
21	1--16	5.00	1.44	1.02	4.61	41.61	-20.64
22	6--23	5.00	1.37	1.02	4.61	41.61	-20.64
22	5--24	5.00	1.00	1.02	4.61	41.61	-20.64
22	4--25	5.00	0.73	1.02	4.61	41.61	-20.64
22	3--26	5.00	0.48	1.02	4.61	41.61	-20.64
23	12--16	5.00	0.82	1.02	4.61	41.61	-20.64
23	11--17	5.00	0.19	1.02	4.61	41.61	-20.64
14	12--17	6.40	1.12	1.10	4.97	45.10	-21.47
14	11--18	6.40	0.53	1.10	4.97	45.10	-21.47
14	10--19	6.40	0.01	1.10	4.97	45.10	-21.47
14	9--20	6.40	0.51	1.10	4.97	45.10	-21.47
14	8--21	6.40	0.51	1.10	4.97	45.10	-21.47
14	7--22	6.40	0.93	1.10	4.97	45.10	-21.47
14	6--23	6.40	0.61	1.10	4.97	45.10	-21.47
14	5--24	6.40	1.30	1.10	4.97	45.10	-21.47
21	4--13	6.40	0.89	1.10	4.97	45.10	-21.47
21	5--12	6.40	1.40	1.10	4.97	45.10	-21.47
22	2--27	6.40	1.01	1.10	4.97	45.10	-21.47
23	10--18	6.40	0.96	1.10	4.97	45.10	-21.47
23	9--19	6.40	0.33	1.10	4.97	45.10	-21.47
23	8--20	7.00	0.43	0.94	4.65	52.54	-27.09
23	7--21	7.00	0.60	0.94	4.65	52.54	-27.09
23	6--22	7.00	0.35	0.94	4.65	52.54	-27.09
23	5--23	7.00	0.35	0.94	4.65	52.54	-27.09
23	4--24	7.00	0.35	0.94	4.65	52.54	-27.09
11	8--9	7.50	0.17	0.83	4.42	59.39	-32.42
11	7--10	7.50	0.44	0.83	4.42	59.39	-32.42
11	6--11	7.50	0.20	0.83	4.42	59.39	-32.42
11	5--12	7.50	0.31	0.83	4.42	59.39	-32.42
11	4--13	7.50	0.26	0.83	4.42	59.39	-32.42

DATOS:			
q=	3	ton/m <sup>2</sup>	
β=	0	°	
φ=	35	°	
γs=	1.9	ton/m <sup>3</sup>	
γm=	2.2	ton/m <sup>3</sup>	
Capacidad de carga del suelo=	200	ton/m <sup>2</sup>	

CONCENTRADO DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS A MUROS DE CONTENCIÓN. TABLA.- 6.2.							
No de manzana	No de lote	Altura del muro (m)	Altura de suelo Emp. Pasivo (m)	F.S. Ante volteamiento	F.S. Ante deslizamiento	δ máximo (ton/m <sup>2</sup> )	δ mínimo (ton/m <sup>2</sup> )
11	3--14	7.50	0.26	0.83	4.42	59.39	-32.42
11	2--15	7.50	0.26	0.83	4.42	59.39	-32.42
11	1--16	7.50	2.16	0.83	4.42	59.39	-32.42
22	1--28	7.50	1.28	0.83	4.42	59.39	-32.42
23	3--25	7.50	0.41	0.83	4.42	59.39	-32.42
23	2--26	7.50	0.43	0.83	4.42	59.39	-32.42
23	1--27	7.50	0.15	0.83	4.42	59.39	-32.42

Tabla 6.2. Concentrado de resultados del análisis a muros de contención, segunda revisión. (Fuente: propia, 2012).

#### 6.4.- Resultados de la segunda revisión.

En los resultados de la segunda revisión se puede observar que los resultados son muy diferentes a los de la primera ya que en la segunda los muros cumplen con el factor de seguridad ante el deslizamiento y no exceden la capacidad de carga del suelo. El único valor que no cumplen es el factor de vuelco, por lo que no se aceptan ya que los muros de contención deben cumplir con todos los factores de seguridad por lo cual se debe realizar una propuesta de muro que cumpla con la seguridad necesaria.

## **6.5.- Propuesta de muro de contención.**

AlaaAshmawy establece que con la utilización del concreto reforzado, los muros de mampostería a partir de 1980 se consideran obsoletos.

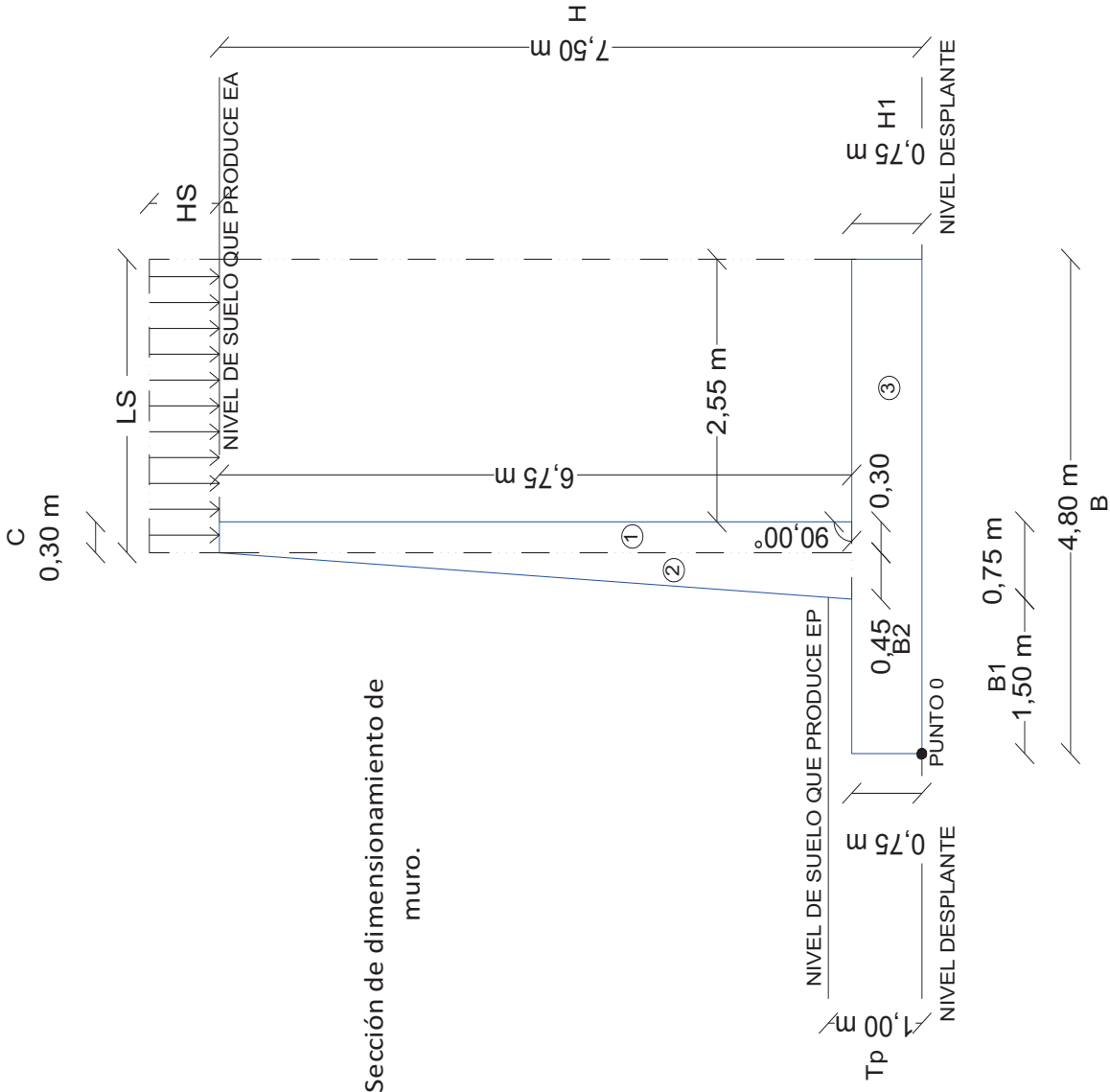
Esta propuesta de diseño estructural se realizara utilizando muros de concreto armado ya que estos muros se caracterizan por tener una aceptable resistencia a la flexión.

Se propone un muro en voladizo en su forma más usual que es en forma de T invertida. Para este diseño se utilizaran los datos considerados para la segunda revisión.

A continuación se muestra un ejemplo del análisis y diseño de la propuesta de muros de concreto armado.



## DISEÑO DE MURO CONSIDERANDO EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA



**Datos del suelo de relleno.**

$\phi = 35.00^\circ$   
 $\gamma = 1900.00 \text{ kg/m}^3$   
 $c = 0.00 \text{ kg/m}^2$

**Datos del suelo de desplante.**

$\phi = 35.00^\circ$   
 $\gamma = 1900.00 \text{ kg/m}^3$   
 $c = 4500.00 \text{ kg/m}^2$

**Datos del concreto.**

$\gamma_c = 2400.00 \text{ kg/m}^3$

**Sobrecarga.**

Hs= 3.00 t/m<sup>2</sup> Deacuerdo con la SCT  
 tabla de sobrecargas de

Df= 1.00 m  
 qu= 20.00 kg/cm<sup>2</sup>

**Peso propio del muro.**

No. De área	Área (m <sup>2</sup> )	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	W (kg)	Mx (kg-m)	My (kg-m)
1	2.03	2.10	4.13	4860.00	10206.00	20047.50
2	1.52	1.80	3.00	3645.00	6561.00	10935.00
3	3.60	2.40	0.38	8640.00	20736.00	3240.00
			$\Sigma =$	<b>17145.00</b>	<b>37503.00</b>	<b>34222.50</b>

**Peso propio del muro Wpp.**

Wpp= 17145.00 kg

**Brazo de palanca Bpp.**

Bpp= $\Sigma Mx / \Sigma Wpp = 2.19 \text{ m}$

**Momento por peso propio Mpp.**

Mpp=Wpp\*Bpp= 37503.00 kg\*m

**Por la sobrecarga.**

$q = \gamma_s * Hs = 5700.00 \text{ kg/m}$

**Peso total de la sobrecarga Ws.**

Ws=q\*Ls= 16245.00 kg

**Brazo de palanca Bs.**

Bs=(Ls/2)+P+(F-c)= 3.38 m

**Momento por sobrecarga Ms.**

Ms=Ws\*Br= 54826.88 kg\*m

**Por el relleno de encima del talón.**

$$Vr=Ho * T * E = 17.21 \text{ m}^3$$

**Peso total del relleno Wr.**

$$Wr=\gamma r * Vr = 32703.75 \text{ kg}$$

**Momento por el relleno encima del talón.**

$$Mr=Wr * Br = 115280.72 \text{ kg} * \text{m}$$

**Brazo de palanca Br.**

$$Br=P+F+T/2 = 3.5 \text{ m}$$

**Momento resistente o estabilizantes del muro (Me).**

$$Me=Mpp+Ms+Mir = 207610.59 \text{ kg} * \text{m}$$

**Calculo de los momentos actuantes del suelo.**

**Como es un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje activo (Ea).**

**a.- Empuje activo del suelo (Ea).**

$$Ka=(1-\text{sen}\phi)(1+\text{sen}\phi) = 0.27$$

**Por el empuje activo.**

$$Ea=1/2\gamma r * H^2 * Ka = 14481.03 \text{ kg}$$

**Brazo de palanca Ba.**

$$Ba=H/3 = 2.50 \text{ m}$$

**Momento por el empuje activo Ma.**

$$Mea=Ea * Ba = 36202.58 \text{ kg} * \text{m}$$

**Por la sobrecarga.**

$$q=\gamma s * Hs = 5700.00 \text{ kg/m}$$

**Empuje por la sobrecarga Es.**

$$Es=q * H * Ka = 11584.82 \text{ kg}$$

**Brazo de palanca Es.**

$$Bes=H/2 = 3.75 \text{ m}$$

**Momento por empuje de sobrecarga MS.**

$$Mes=Es * Bes = 43443.09 \text{ kg/m}$$

**Momentos actuantes del suelo Mas.**

$$Mas=Mea+Mes = 79645.67 \text{ kg/m}$$

**Empuje total del suelo.**

$$Ea+s=Ea+Es= 26065.86 \text{ kg}$$

**Resultante de las fuerzas verticales Rv.- Son las fuerzas q estabilizan al muro.**

$$Rv=Wp+Ws+W_r= 66093.75 \text{ kg}$$

**Fuerza de roce Fr.-** Los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, ambos empujes son horizontales, la componente vertical del empuje es nula  $E_{av}=0$ ,  $E_h=Ea+s$ . El empuje pasivo no se toma en cuenta por que no hay garantía que permanezca del relleno sobre la Puntera:  $E_p=0$ . La fuerza de fricción se determino en función del Angulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de desplante.

$$\delta = \text{ángulo de fricción suelo-muro} = \frac{2}{3} \phi = 23.33$$

$$\mu = \tan \delta = 0.43$$

$$c' = 0.5c = 2250.00 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{av} = 0$$

$$E_h = Ea+s = 26065.86 \text{ kg}$$

$$E_p = 0.00 \text{ kg}$$

$$F_r = m(Rv + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = m \cdot Rv + c' \cdot B = 39310.06 \text{ kg}$$

**Factor de seguridad al deslizamiento.**

$$F_s \text{ desl.} = \text{Fuerza de roce } F_r / \text{Empuje horizontal } E_h \geq 1.5.$$

$$F_s \text{ desl.} = 1.51 >$$

1.5 Si cumple

$$F_s \text{ volc.} = M, \text{ estabilizante} / M. \text{ Actuantes del suelo} \geq 2.$$

$$F_s \text{ volc.} = 2.61 >$$

2 Si cumple

**Presión de contacto MURO-SUELO DE DESPLANTE.**

**Esfuerzo admisible del suelo  $\sigma_{adm}$ .**- La capacidad admisible del suelo de desplante se determina con un factor de seguridad para cargas estáticas mayor o igual que tres (Fscap. Portante  $\geq 3$ ).

$$\sigma_{adm} = \frac{F_{scap. Portante}}{3} = \frac{20161.59 \text{ kg}}{3} = 6.67 \text{ kg/cm}^2$$

**Punto de aplicación de la fuerza resultante  $X_r$ .**- Medido desde un punto O.

$$\begin{aligned} Me &= 207610.59 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ Mas &= 79645.67 \text{ kg/m} \\ Rv &= 66093.75 \text{ kg} \\ X_r &= \frac{Me - Mas}{Rv} = 1.94 \text{ m} \end{aligned}$$

**Excentricidad de las fuerzas resultantes ex:** medida desde el centro de la base.

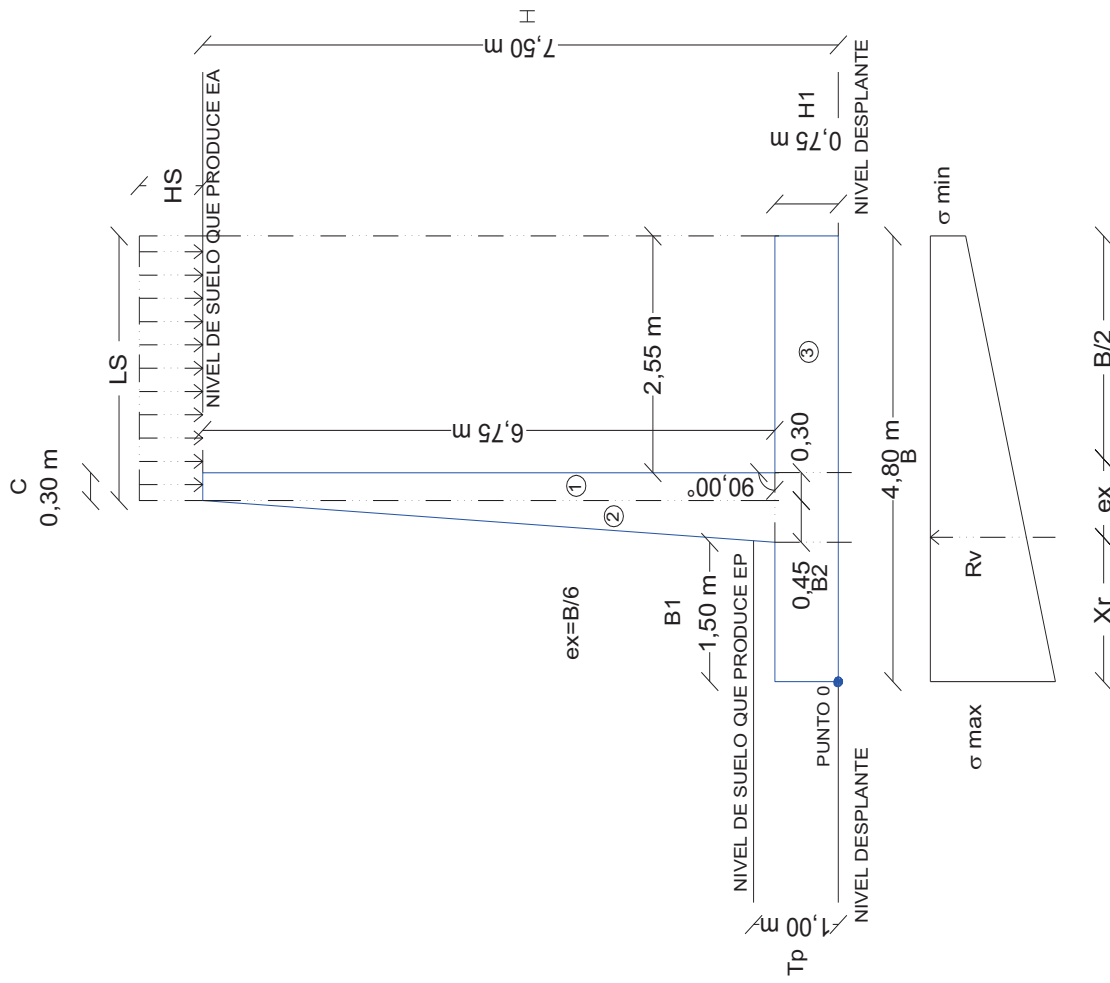
**Para que exista compresión en toda la base con diagramas de presión trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ( $B/6$ ).**

$$\begin{aligned} ex = B/2 - X_r &= 0.46 \text{ m} &> & B/6 = 0.80 \text{ m} \\ &&& \text{Si cumple} \end{aligned}$$

**Presión de contacto Muro - Suelo de desplante.**

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{Rv}{B} \left[ 1 + \frac{6 \cdot ex}{B} \right] = 2.18 \text{ kg/cm}^2 && \text{Si cumple} \\ \sigma_{min} &= \frac{Rv}{B} \left[ 1 - \frac{6 \cdot ex}{B} \right] = 0.58 \text{ kg/cm}^2 && \sigma_{max} \leq \sigma_{adm} \end{aligned}$$

**El pre dimensionamiento propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 1: Empuje de tierra + sobrecarga, quedando teóricamente toda la ase del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre el pie y el talón del muro.**



### Diseño de la base (pie - talón).

El pie de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.

Sobre el talón de la base del muro predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.

### Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la base:

Pie "p" Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1:  
Por peso propio: Por metro lineal de muro (hacia abajo).

#### Peso propio de Muro Wpp.

$$W_{pp} = P \cdot e \cdot E \cdot \gamma_c = 2700.00 \text{ kg}$$

#### Momento por peso propio Mpp.

$$M_{pp} = W_{pp} \cdot B_{pp} = 2025.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

#### Brazo de palanca Bpp.

$$B_{pp} = P/2 = 0.75 \text{ m}$$

#### Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba).

$$\sigma_{\max} = 2.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma(1-1) = 1.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{sl} = [(\sigma_{\max} + \sigma(1-1))/2] \cdot P(\text{cm}) \cdot 100 \text{ cm} = 28888.20 \text{ kg}$$

#### Fuerza cortante resultante en la puntera V1-1 (hacia arriba).

$$V_{1-1} = R_{sl} - W_{pp} = 26188.20 \text{ kg}$$

**El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura.**

**Diagrama de triángulo.**

$$R=0.5(\sigma_{\max}-\sigma(1-1)) * P(\text{cm}) * 100= 3742.69 \text{ kg} \quad B_p=2P/3= 1.00 \text{ m}$$

$$M=R_x * B_p= 3742.69 \text{ kg/m}$$

**Diagrama de rectángulo.**

$$R=\sigma(1-1) * P(\text{cm}) * 100\text{cm}= 25145.52 \text{ kg} \quad B_p=P/2= 0.75 \text{ m}$$

$$M=R_x * B_p= 18859.14 \text{ kg/m}$$

**Momento en la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:**

$$M(1-1)=\Sigma \text{ Momentos de diagramas} - M_{pp}= 20576.82 \text{ kg*m}$$

**Talón (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):**

**Peso propio del muro  $W_{pp}$ .**

$$W_{pp}=T * e * E * \gamma_c= 4590.00 \text{ kg}$$

**Brazo de palanca  $B_{pp}$ .**

$$B_{pp}= 1.28 \text{ m}$$

**Momento por peso propio  $M_{pp}$ .**

$$M_{pp}=W_{pp} * B_{pp}= 5852.25 \text{ kg*m}$$

**Por la sobrecarga .**

$$q=\gamma_r * H_s= 5700.00 \text{ kg/m}$$

**Peso total de la sobrecarga  $W_s$ .**

$$W_s=\gamma_r * V_r= 16245.00 \text{ kg}$$

**Brazo de palanca  $B_s$ .**

$$B_s=T/2= 1.28 \text{ m}$$

**Momento por sobrecarga  $M_s$ .**

$$M_s=W_s * B_s= 20712.38 \text{ kg*m}$$



**Por el relleno encima del talón.**  
 $Vr = Ho * T * E = 17.21 \text{ m}^3$

**Peso total del relleno  $Wr$ .**  
 $Wr = \gamma * Vr = 32703.75 \text{ kg}$       **Brazo de palanca  $Br$ .**  
 $Br = T/2 = 1.28 \text{ m}$

**Momento por el relleno encima del talón  $Mr$ .**  
 $Mr = Wr * Br = 41697.28 \text{ kg} * \text{m}$

**Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba).**

$\sigma_{max} = 2.18 \text{ kg/cm}^2$        $\sigma(2-2) = 1.43 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_{min} = 0.58 \text{ kg/cm}^2$

$Rsl = [(\sigma_{min} + \sigma(1-1))/2] * T(\text{cm}) * 100 \text{ cm} = 25568.46 \text{ kg}$

**Fuerza cortante resultante en el talón V2-2 (hacia abajo):**  
 $V2-2 = RSL - W_{pp} - W_s - W_r = -29232.54 \text{ kg}$

**El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura.**

**Diagrama triángulo.**

$R = 0.5(\sigma(2-2) - \sigma_{min}) * T(\text{cm}) * 100 = 10816.36 \text{ kg}$        $Bp = T/3 = 0.85 \text{ m}$

$M = Rx * Bp = 9193.91 \text{ kg/m}$

**Diagrama rectángulo.**

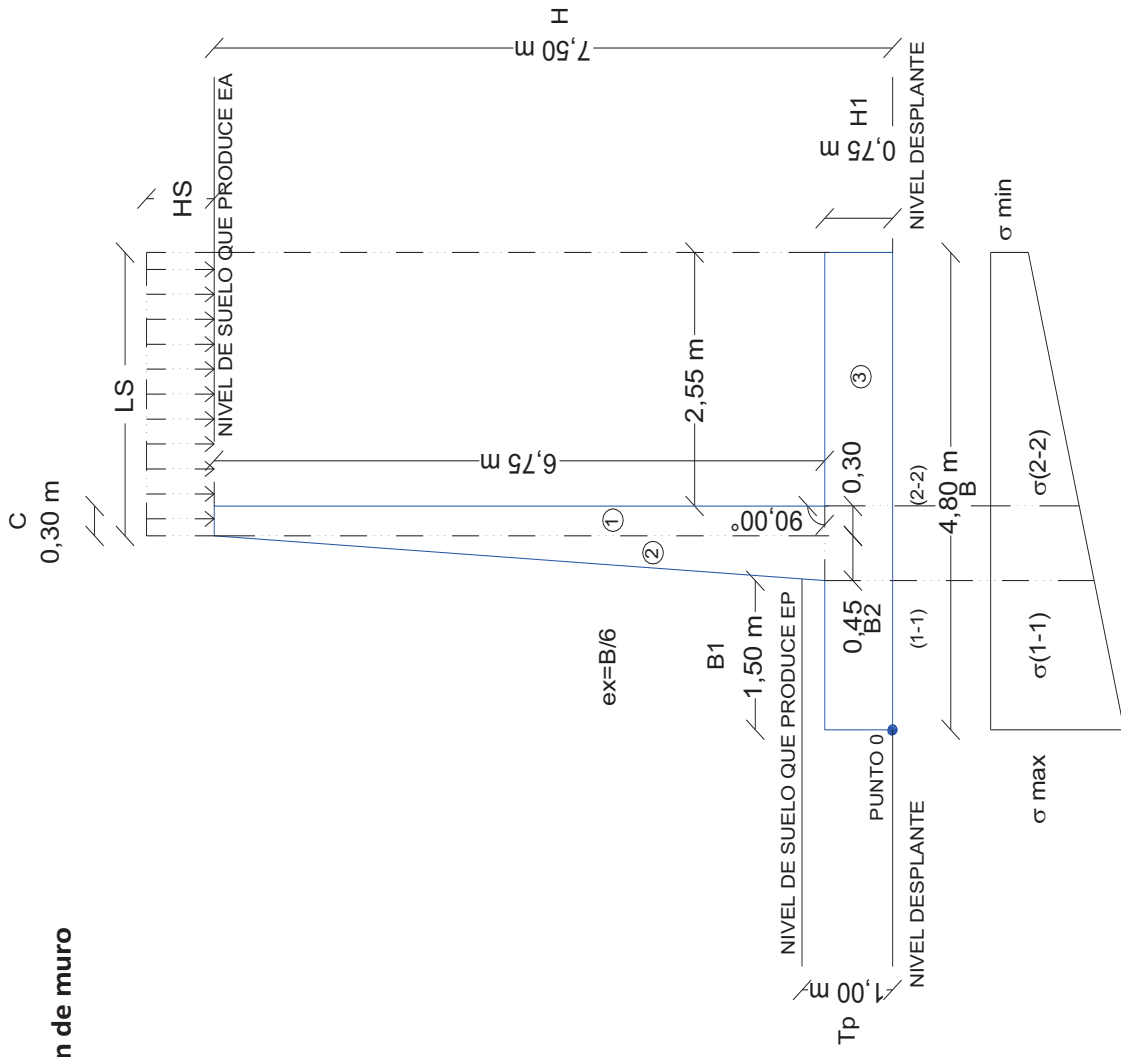
$R = \sigma_{min} * T(\text{cm}) * 100 = 14752.10 \text{ kg}$        $Bp = T/3 = 1.28 \text{ m}$

$M = Rx * Bp = 18808.92 \text{ kg/m}$

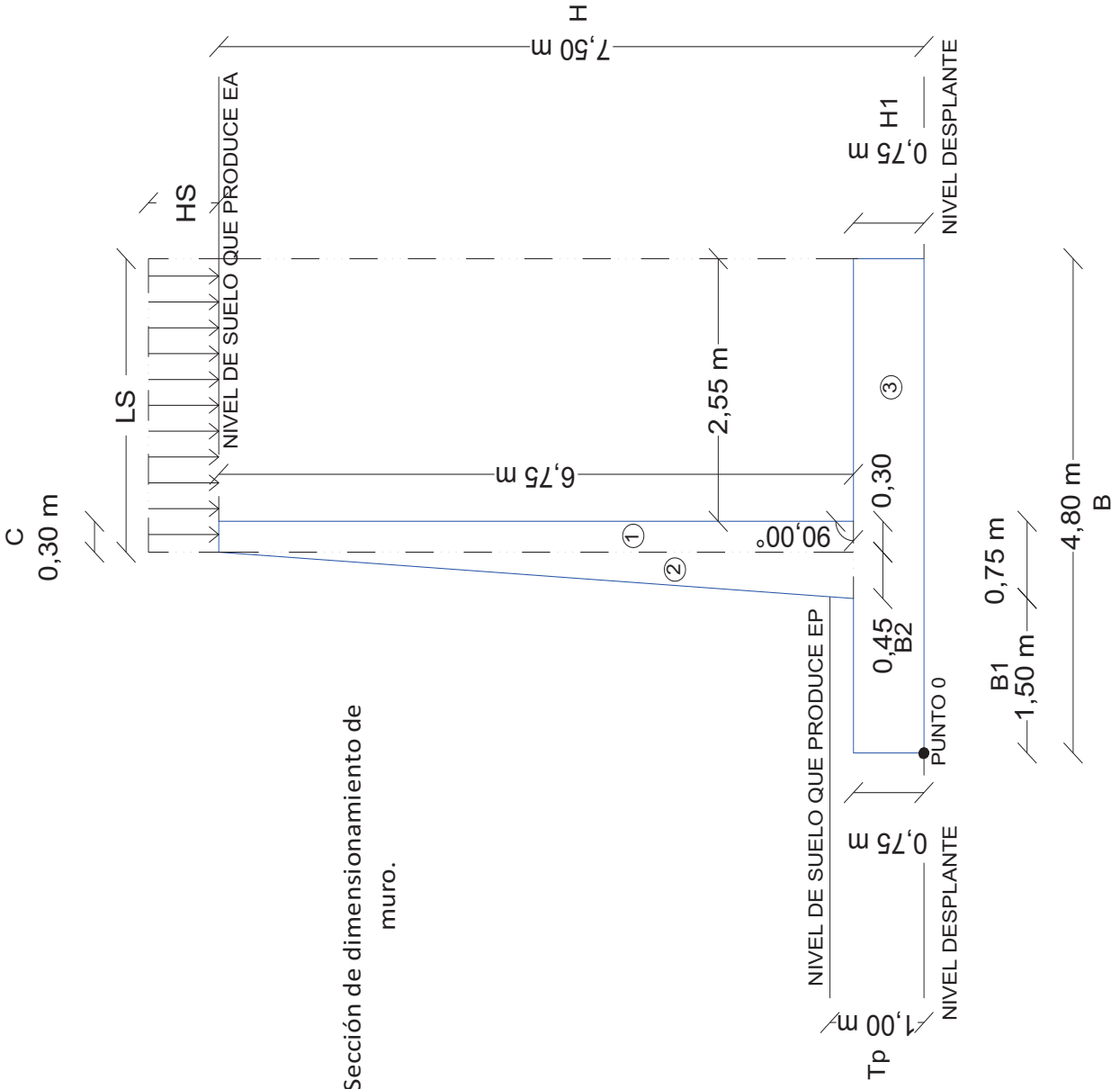
**Momento respecto a la sección 2-2: por metro lineal de muro, horario positivo:**

$M(2-2) = M_{pp} + Mr + Ms - S_{momento de diagramas} = 40259.08 \text{ kg} * \text{m}$

Seccion de muro



DISEÑO DE MURO CONSIDERANDO EMPUJE DE TIERRA + SÍSMO



Sección de dimensionamiento de muro.

Dimensionamiento.

- Mínimo 0.25 m
- $C = 0.30\text{ m}$
- Altura total del muro
- $H = 7.50\text{ m}$
- Ancho de la base ( $0.4 \text{ a } 0.7H$ )
- $B = 4.80\text{ m}$
- Altura del talón ( $H/12 \text{ a } H/10$ )
- $H1 = 0.75\text{ m} = e$
- Ancho de la puntera ( $B/3$ )
- $B1 = 1.50\text{ m} = P$
- Base del talud
- $B2 = 0.45\text{ m}$
- Altura de terraplén pasivo
- $TP = 1.00\text{ m}$
- Altura de terraplén activo
- $TA = 7.50\text{ m}$
- Espesor del muro
- $E = 1.00\text{ m}$

**Datos del suelo de relleno.**

$\phi = 35.00^\circ$   
 $\gamma = 1900.00 \text{ kg/m}^3$   
 $c = 0.00 \text{ kg/m}^2$

**Datos del suelo de desplante.**

$\phi = 35.00^\circ$   
 $\gamma = 1900.00 \text{ kg/m}^3$   
 $c = 4500.00 \text{ kg/m}^2$

**Datos del concreto.**

$\gamma_c = 2400.00 \text{ kg/m}^3$

**Sobrecarga.**  $H_s = 3.00 \text{ t/m}^2$  De acuerdo con la SCT  
 tabla de sobrecargas de

$D_f = 1.00 \text{ m}$   
 $q_u = 20.00 \text{ kg/cm}^2$

**Peso propio del muro.**

No. De área	Área (m <sup>2</sup> )	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	W (kg)	Mx (kg-m)	My (kg-m)
1	2.03	2.10	4.13	4860.00	10206.00	20047.50
2	1.52	1.80	3.00	3645.00	6561.00	10935.00
3	3.60	2.40	0.38	8640.00	20736.00	3240.00
			$\Sigma =$	<b>17145.00</b>	<b>37503.00</b>	<b>34222.50</b>

**Peso propio del muro Wpp.**

$W_{pp} = 17145.00 \text{ kg}$

**Momento por peso propio Mpp.**

$M_{pp} = W_{pp} * B_{pp} = 37503.00 \text{ kg} * \text{m}$

**Brazo de palanca Bpp.**

$B_{pp} = \Sigma M_x / \Sigma W_{pp} = 2.19 \text{ m}$

**Por el relleno de encima del talón.**

$V_r = H_o * T * E = 17.21 \text{ m}^3$

**Peso total del relleno Wr.**

$W_r = \gamma_r * V_r = 32703.75 \text{ kg}$

**Momento por el relleno encima del talón.**

$M_r = W_r * Br = 115280.72 \text{ kg} * \text{m}$

**Brazo de palanca Br.**

$Br = P + F + T / 2 = 3.5 \text{ m}$

**Momento resistente o estabilizantes del muro (Me)**

$M_e = M_{pp} + M_r = 152783.72 \text{ kg} * \text{m}$

**Calculo de los momentos actuantes del suelo.**

Como es un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje activo (Ea).

a.- Empuje activo del suelo (Ea).

$$K_a = (1 - \text{sen } \phi)(1 + \text{sen } \phi) = 0.27$$

Por el empuje activo.

$$E_a = 1/2 \gamma r^2 H^2 K_a =$$

$$14481.03 \text{ kg}$$

Brazo de palanca Ba.

$$B_a = H/3 = 2.50 \text{ m}$$

Momento por el empuje activo Ma.

$$M_{ea} = E_a * B_a = 36202.58 \text{ kg*m}$$

Por efecto del sismo.

El muro se construirá en zona sísmica, la aceleración del suelo A0 es la correspondiente a la zonificación sísmica.

Zona sísmica 3

$$A_0 =$$

$$0.30 \text{ g}$$

$$\text{Coeficiente sísmico horizontal } C_{sh} = 0.50 \text{ A}_0 =$$

$$0.15$$

$$\text{Coeficiente sísmico vertical } C_{sv} = 0.7 \text{ A}_0 =$$

$$0.11$$

$$\theta = \arctang[C_{sh} / (1 - C_{sv})] =$$

$$9.51^\circ$$

Fuerza sísmica del peso propio F<sub>spp</sub>: ubicada en el centro de gravedad del muro.

$$F_{spp} = C_{sh} * W_{pp} = 2571.75 \text{ kg}$$

$$B_{pp} = 2.19 \text{ m}$$

$$M_{spp} = F_{spp} * B_{spp} = 5625.45 \text{ kg*m}$$

Coeficiente de presión dinámica activa Kas: determinado con la ecuación de Mononobe-Okabe para:  $\beta < \phi - \theta$ .

$$\delta = \text{Angulo de fricción relleno} - \text{muro} = 2/3\phi = 23.33^\circ$$

Datos:

$$\phi = 35.00^\circ$$

$$\psi = 90.00^\circ$$

$$\beta = 0.00^\circ$$

$$\theta = 9.51^\circ$$

$$\delta = 23.33^\circ$$

$$K_{as} = (\sin^2(\psi + \phi - \theta)) / (\cos \theta * (\sin^2 \psi * \sin(\psi - \delta - \theta)) [1 + ((\sin(\phi + \delta)) * (\sin(\phi - \beta - \theta))) / ((\sin(\psi - \delta - \theta)) * (\sin(\psi + \beta)))] ) ^{0.5} [2$$

$$K_{as} = 0.357$$

**Incremento dinámico del empuje activo de la tierra  $\Delta DE_a$ :**

$$\Delta DE_a = ((1/2) * \gamma * H^2) * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv}) = 4103.48 \text{ kg}$$

$$Bsis = (2/3)H = 5.00 \text{ m}$$

**Momento por empuje sísmico Msis**

$$Msis = \Delta DE_a * Bsis = 20517.38 \text{ kg/m}$$

El incremento dinámico calculado es aproximadamente del empuje activo un : 28.34%

**Empuje total Ea+D: conformado por el empuje de tierra, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio.**

$$E_a + \Delta = E_a + \Delta DE_a + F_{spp} = 21156.26 \text{ kg}$$

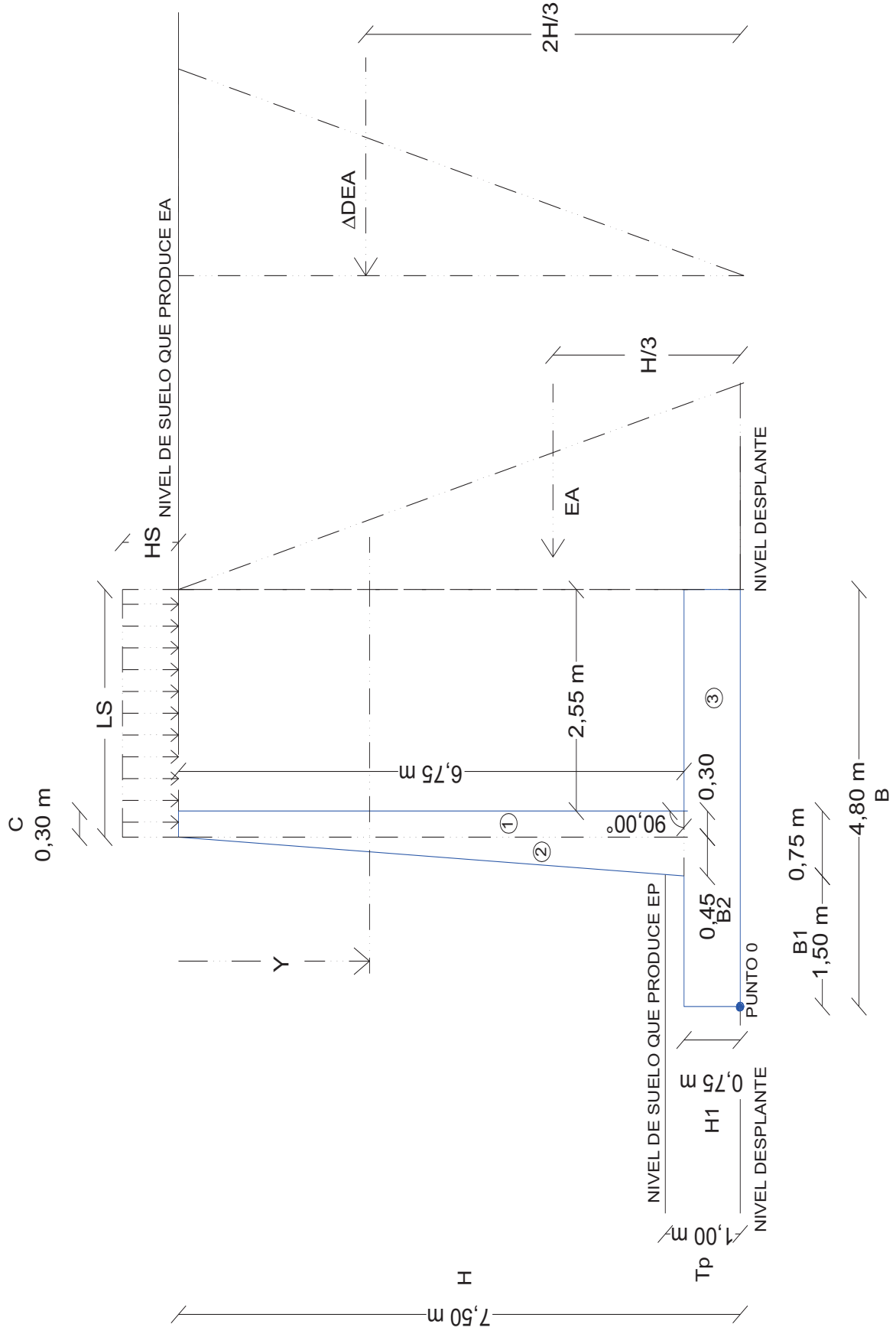
**Resultante de las fuerzas verticales Rv: las fuerzas que la componen son el peso propio y el peso del relleno.**

$$Rv = W_{pp} + W_r = 49848.75 \text{ kg}$$

**Momentos actuantes del suelo Mas.**

**Momento de volcamiento Mas: las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo, incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio.**

$$Mas = Mea + Msis + Mspp = 62345.41 \text{ kg/m}$$



Fuerza de roce Fr.- Los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, ambos empujes son horizontales, la componente vertical del empuje es nula  $E_{av}=0$ ,  $E_h=E_a+s$ . El empuje pasivo no se toma en cuenta por que no hay garantía que permanezca del relleno sobre la Puntera:  $E_p=0$ . La fuerza de fricción se determino en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = 2/3 \phi = 23.33^\circ$$

$$\mu = \tan \delta = 0.43$$

$$c' = 0.5c = 2250.00 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{av} = 0$$

$$E_h = E_a + \Delta = 21156.26 \text{ kg}$$

$$E_p = 0.00 \text{ kg}$$

$$F_r = m(R_v + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = m \cdot R_v + c' \cdot B = 32302.65 \text{ kg}$$

**Factor de seguridad al deslizamiento.**

$$F_s \text{ desl.} = \text{Fuerza de roce } F_r / \text{Empuje horizontal } E_h \geq 1.4.$$

$$F_s \text{ desl.} = 1.53 > 1.4$$

Si cumple

$$F_s \text{ volc.} = M, \text{ estabilizante} / M. \text{ Actuantes del suelo} \geq 2.$$

$$F_s \text{ volc.} = 2.45 > 1.4$$

Si cumple

**Presión de contacto MURO-SUELO DE DESPLANTE.**

**Esfuerzo admisible del suelo  $\sigma_{adm}$ .**- La capacidad admisible del suelo de desplante se determina con un factor de seguridad para cargas estáticas mayor o igual que tres ( $F_{scap}$ . Portante  $\geq 2$ ).

$$F_{scap} \cdot \text{Portante} = 2$$

$$\sigma_{adm} = \text{quilt.} / F_{scap} \cdot \text{Portante} = 10.00 \text{ kg/cm}^3$$

**Punto de aplicación de la fuerza resultante  $X_r$ .**- Medido desde un punto O.

$$M_e = 152783.72 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{as} = 62345.41 \text{ kg/m}$$

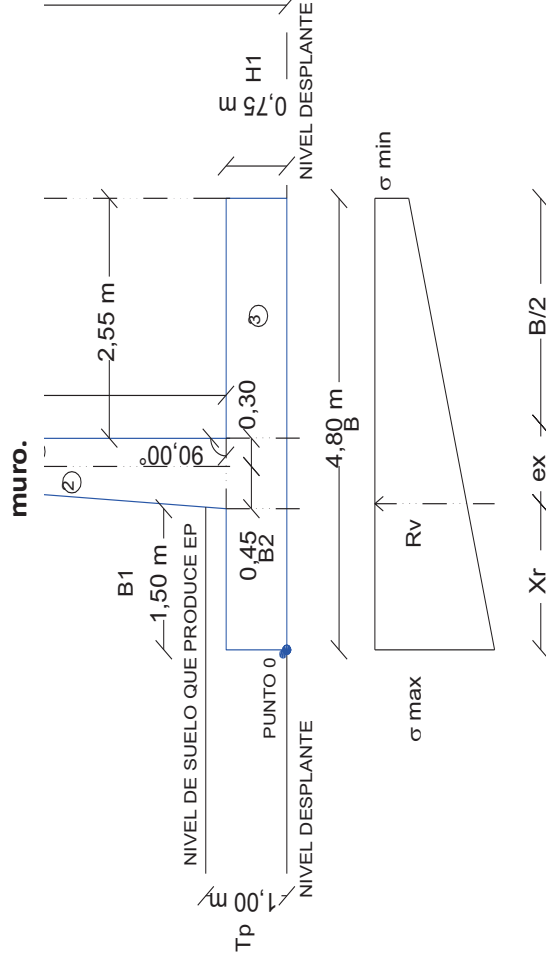
$$R_v = 49848.75 \text{ kg}$$

$$X_r = (M_e - M_{as}) / R_v = 1.81 \text{ m}$$



$$\sigma_{\min} = (R_v/B) [1 - (\sigma_{\text{ex}}/B)] = 0.28 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

El dimensionamiento propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 1: Empuje de tierra + sobrecarga, quedando teóricamente toda la ase del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre el pie y el talón del muro.



#### Diseño de la base (pie - talón).

El pie de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.

Sobre el talón de la base del muro predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la figura superior.

Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la base:

Pie "P" Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1:

Por peso propio: Por metro lineal de muro (hacia abajo).

Diseño de la base (pie - talón).

El pie de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.

Sobre el talón de la base del muro predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la figura superior.

Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la base:

Pie "P" Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1:

Por peso propio: Por metro lineal de muro (hacia abajo).

**Peso propio de Muro Wpp.**

$$W_{pp} = P \cdot e \cdot E \cdot \gamma / c = 2700.00 \text{ kg}$$

**Momento por peso propio Mpp.**

$$M_{pp} = W_{pp} \cdot B_{pp} = 2025.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Brazo de palanca Bpp.**

$$B_{pp} = P / 2 = 0.75 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} =$$
$$\sigma_{\min} =$$

**Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba).**

$$\sigma(1-1) = 1.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{sl} = [(\sigma_{\max} + \sigma(1-1)) / 2] \cdot P(\text{cm}) \cdot 100 \text{ cm} = 23419.18 \text{ kg}$$

**Fuerza cortante resultante en la puntera V1-1 (hacia arriba).**

$$V_{1-1} = R_{sl} - W_{pp} = 20719.18 \text{ kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura.

**Diagrama de triángulo.**

$$R = 0.5(\sigma_{\max} - \sigma(1-1)) \cdot P(\text{cm}) \cdot 100 = 3564.29 \text{ kg} \qquad B_p = 2P / 3 = 1.00 \text{ m}$$

$$M = R_x \cdot B_p = 3564.29 \text{ kg/m}$$

**Diagrama de rectángulo.**

$$R = \sigma(1-1) \cdot P(\text{cm}) \cdot 100 \text{ cm} = 19854.89 \text{ kg} \qquad B_p = P / 2 = 0.75 \text{ m}$$

$$M = R_x \cdot B_p = 14891.16 \text{ kg/m}$$

**Momento en la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:**

$$M(1-1) = \sum \text{Momentos de diagramas} - M_{pp} = 16430.46 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Talón (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):**

**Peso propio del muro  $W_{pp}$**   
 $W_{pp} = T \cdot e \cdot E \cdot \gamma_c = 4590.00 \text{ kg}$   
**Brazo de palanca  $B_{pp}$**   
 $B_{pp} = 1.28 \text{ m}$

**Momento por peso propio  $M_{pp}$ .**  
 $M_{pp} = W_{pp} \cdot B_{pp} = 5852.25 \text{ kg} \cdot \text{m}$

**Por el relleno encima del talón.**  
 $V_r = H_o \cdot T \cdot E = 17.21 \text{ m}^3$

**Peso total del relleno  $W_r$ .**  
 $W_r = \gamma_r \cdot V_r = 32703.75 \text{ kg}$   
**Brazo de palanca  $Br$ .**  
 $Br = T/2 = 1.28 \text{ m}$   
**Momento por el relleno encima del talón  $M_r$ .**  
 $M_r = W_r \cdot Br = 41697.28 \text{ kg} \cdot \text{m}$

**Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba).**

$\sigma_{max} = 1.80 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_{min} = 0.28 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma(2-2) = 1.09 \text{ kg/cm}^2$

$$R_{sl} = [(\sigma_{min} + \sigma(1-1))/2] \cdot T(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 17393.20 \text{ kg}$$

**Fuerza cortante resultante en el talón V2-2 (hacia abajo):**  
 $V_{2-2} = R_{sl} - W_{pp} - W_r = -21162.80 \text{ kg}$

**El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura.**

**Diagrama triángulo.**  
 $R = 0.5(\sigma(2-2) - \sigma_{min}) \cdot T(\text{cm}) \cdot 100 = 10300.81 \text{ kg}$   
 $B_p = T/3 = 0.85 \text{ m}$

$$M=R_x \cdot B_p = 8755.69 \text{ kg/m}$$

**Diagrama rectángulo.**

$$R = \sigma_{\min} \cdot T(\text{cm}) \cdot 100 = 7092.39 \text{ kg}$$

$$B_p = T/3 = 1.28 \text{ m}$$

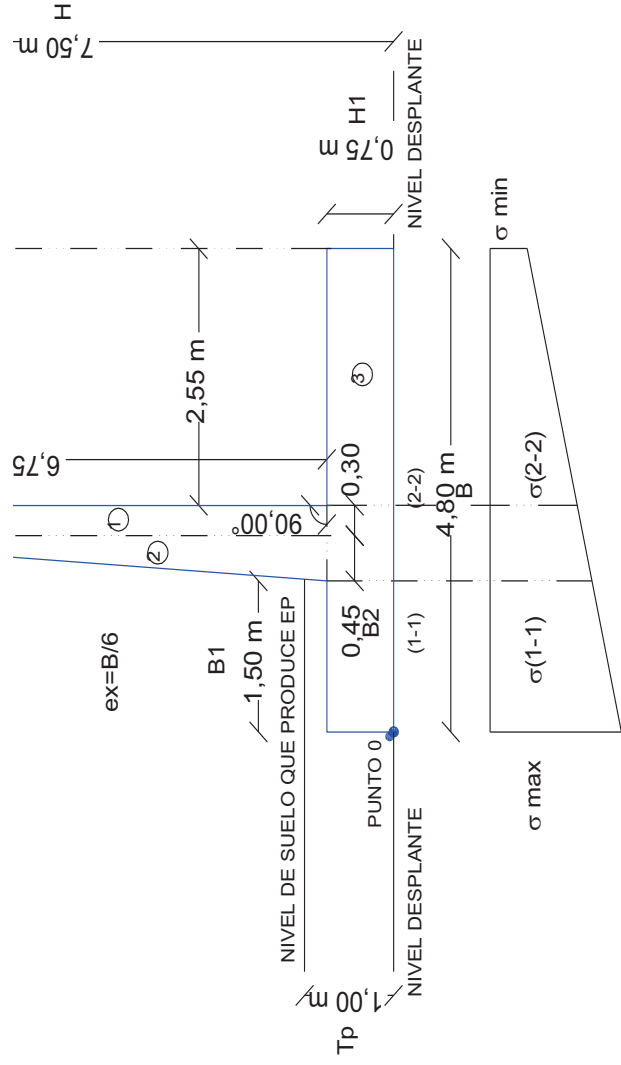
$$M = R_x \cdot B_p = 9042.80 \text{ kg/m}$$

**Momento respecto a la sección 2-2: por metro lineal de muro, horario positivo:**

$$M(2-2) = M_{pp} + M_r - \text{Smomento de diagramas} = 29751.04 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Resumen:**

V1-1=	20719.18 kg
V2-2=	-21162.80 kg
M1-1=	16430.46 kg*m
M2-2=	29751.04 kg/m



**Factor de incremento de cargas dinámicas - estáticas.**

**El factor de mayoración para empujes de tierra estáticos y sobrecargas vivas indicado por el código ACI es de**

**1.6. Para los empujes dinámicos sísmicos el factor de incremento indicado es de 1.0.**

**En el caso de empuje tierra + sismo se propone utilizar un factor de incremento ponderado por tratarse de una combinación de cargas estáticas y dinámicas, determinando de la siguiente manera.**

**Empuje estático activo.**

$$Ea = (1/2) \gamma_r \cdot H^2 \cdot K_a = 14481.03 \text{ kg}$$

**Incremento dinámico del empuje activo de la tierra  $\Delta DEa$ :**

$$\Delta DE_a = ((1/2) \gamma H^2) \cdot (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv}) = 4103.48 \text{ kg}$$

**Fuerza sísmica del peso propio  $F_{spp}$ : ubicada en el centro de gravedad del muro.**

$$F_{spp} = C_{sh} \cdot W_{pp} = 2571.75 \text{ kg}$$

**Empuje total:**

$$Ea + \Delta = Ea + \Delta DEa + F_{spp} = 21156.26 \text{ kg}$$

**Factor de mayoración de carga ponderado para el caso sísmico:**

$$F_{cu} = [(1.6 \cdot Ea) + (1 \cdot \Delta DEa) + (1 \cdot F_{spp})] / (Ea + \Delta) = 1.41$$

**Es conveniente determinar este factor de incremento de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayorar directamente por 1.6 sobre estima las solicitaciones últimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura mas costosa.**

**Diseño de la zapata por corte:**

$$\begin{aligned} f'c &= 210.00 \text{ kg/cm}^2 \\ E &= 100.00 \text{ cm} \\ Fy &= 4200.00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El máximo corte que actúa en la zapata ocurre en la puntera (sección 1-1) y resultó del caso de carga 2 (empuje de tierra + sismo), en este caso usaremos el factor de incremento de carga ponderado obtenido anteriormente y el factor de disminución de resistencia por corte:  $\phi = 0.75$ .

$$\phi = 0.75$$

**Corte máximo.**

$$V_{\max} = 20719.18 \text{ kg}$$

**Corte último máximo.**

$$V_u = V_{\max} * F_{cu} = 29228.30 \text{ kg}$$

El recubrimiento mínimo inferior de la zapata del muro debe de ser de 7.5 cm, si el concreto se vierte directamente sobre la tierra. Y si el concreto se vierte sobre una capa de concreto pobre el recubrimiento inferior puede ser de 5 cm.

$$d1 = e - r = 0.68 \text{ m}$$

$$r = 0.08 \text{ m}$$

$$d2 = e - r = 0.70 \text{ m}$$

$$r = 0.05 \text{ m}$$

**Corte máximo resistente del concreto:**

$$V_{c1} = 0.53 * ((f'c)^{0.5}) * E * d = 51842.90 \text{ kg}$$

$$V_{c2} = 0.53 * ((f'c)^{0.5}) * E * d = 53763.01 \text{ kg}$$

El espesor de la zapata es adecuado para resistir las fuerzas cortantes de los casos de carga considerados.

**Diseño de la zapata por flexión:**

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme el área mínima de refuerzo por tensión en la dirección del claro será la misma requerida por el código ACI 318S-05: en losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexión sea en un sentido solamente, se debe proporcionar refuerzo normal por flexión para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * E * t$$

t es el espesor total de la losa.

En ningún caso se debe colocar el acero de refuerzo por contracción y cambios de temperatura con una separación mayor a 5 veces el espesor de la losa ni de 50cm.

$$A_s * F_y = 0.85 * f'_c * E * a$$

Despejando: a es la profundidad del bloque de compresión.

$$a = (A_s * F_y) / (0.85 * f'_c * E)$$

El momento nominal resistente Mn.

$$M_n = T * z \geq (M_u / \phi)$$

$$(M_u / \phi) = A_s * F_y * (d - (a/2))$$

El acero de refuerzo requerido As se puede determinar de la siguiente manera:

$$A_s = (\bar{n} * d) - \left( \left( \left( \bar{n} * d \right)^2 \right) - \left( \left( 2 * M_u * \bar{n} \right) / \left( \phi * F_y \right) \right) \right)^{0.5}$$

$$\bar{n} = (0.85 * f'_c * E) / F_y = 4.25$$

El momento flector máximo en el pie de la zapata (sección 1-1) resultó en sentido horario, por lo tanto se requiere colocar el acero de refuerzo en la fibra inferior. En el talón de la zapata sección 2-2) resultó también en sentido horario por lo cual el acero de refuerzo se debe colocar en la fibra superior.

Datos para el cálculo del acero de refuerzo de la zapata.

f'c=	250.00 kg/cm <sup>2</sup>
Fy=	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
E=	100.00 cm
e=	75.00 cm
r inferior=	0.08 cm
r superior=	0.05 cm

Los máximos momentos que actúan en la zapata resultaron del caso de carga 2 (empuje de tierra + sismo), para incrementar las cargas usaremos el factor de incremento anteriormente calculado.

**Momento último en la puntera.**

$$M_u = M_{1-1} * F_{cu} = 23178.25 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Momento último en el talón.**

$$M_u = M_{2-2} * F_{cu} = 41969.44 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Se verifica el espesor de la losa por flexión considerando que el muro se encuentra en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en el talón del muro, el factor de disminución de resistencia por flexión es:  $\phi = 0.90$ .

$$\phi = 0.9$$

$$d \geq (M_u / (0.189 * \phi * f_c * E))^{0.5} = 31.42 \text{ cm}$$

**El espesor requerido de la zapata por flexión .**

**El espesor de la zapata e requerido en el sitio de máxima flexión :**

$$e = d + \text{recubrimiento} = 36.42 \text{ cm} \quad \text{Menor que la altura propuesta} \\ \text{Cumple}$$

**El espesor de la zapata es adecuado para resistir las sollicitaciones de flexión que resultan de los casos de carga considerados.**

**Acero mínimo: de refuerzo por metro lineal de muro.**

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * E * t = 13.50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**Acero requerido en la puntera: (cara inferior) por metro lineal de muro.**

$$A_s = (\bar{n} * d) - (((\bar{n} * d)^2) - ((2 * M_u * \bar{n}) / (\phi * F_y)))^{0.5} = 17.87 \text{ cm}^2 / \text{m}$$



**Utilizando acero  $\phi$  3/4".**  
Área nominal= 2.85 cm<sup>2</sup>  
No de barras= 6  
Separación= 16.00 cm

**Acero requerido en el talón: (cara superior) por metro lineal de muro.**  
 $As = (\bar{n} * d) - (((\bar{n} * d)^2) - ((2 * Mu * \bar{n}) / (\phi * Fy)))^{0.5}) = 34.29 \text{ cm}^2/\text{m}$

**Utilizando acero  $\phi$  1".**  
Área nominal= 5.07 cm<sup>2</sup>  
No de barras= 7  
Separación= 14.00 cm

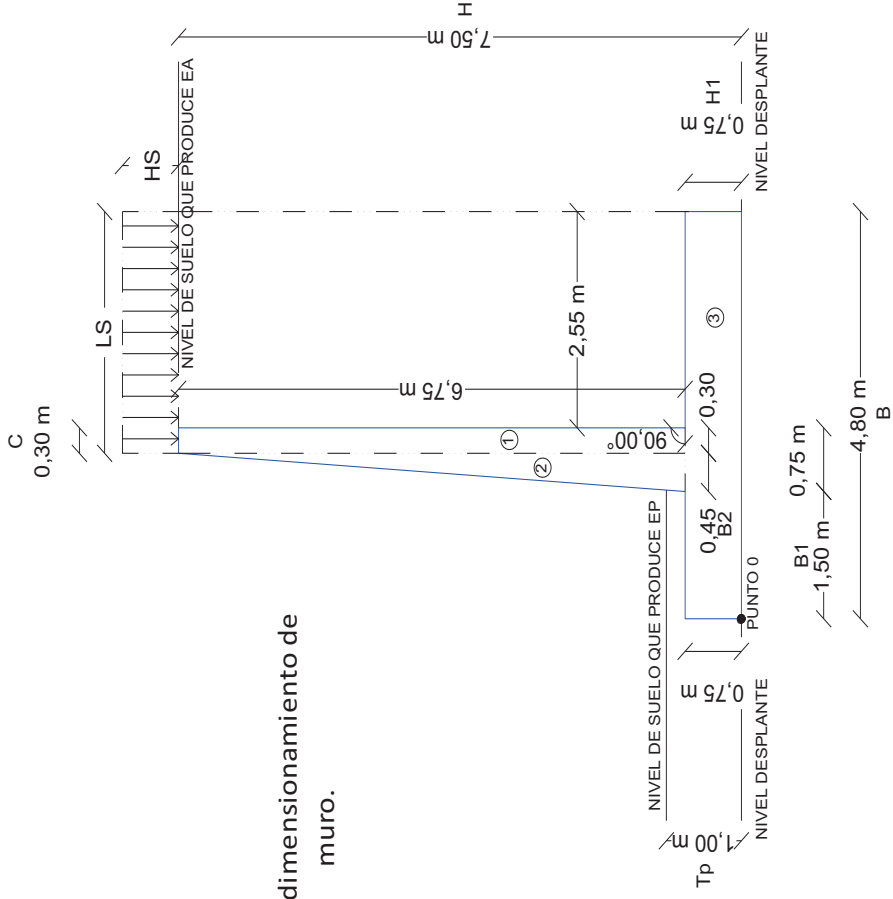
## DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA POR CORTANTE

La pantalla del muro se comporta como un voladizo sometido a la presión horizontal que ejerce la tierra y la sobrecarga, los momentos flectores resultantes originan tracción en la cara interna o en contacto con la tierra, la cual deberá ser reforzada con acero.

Las sollicitaciones de corte y flexión se determinan en diferentes secciones hechas en la altura del muro, normalmente se hacen secciones a cada metro, midiendo la altura y desde la corona del muro hasta la unión de la pantalla con la zapata.

**Dimensionamiento.**

C=	0.30 m
Mínimo	0.25 m
Altaura total del muro	H= 7.50 m
Ancho de la base (0.4 a 0.7H)	B= 4.80 m
Altaura del talón (H/12 a H/10)	H1= 0.75 m =e
Ancho de la puntera (B/3)	B1= 1.50 m =P
Base del talud	B2= 0.45 m
Altaura de terraplén pasivo	TP= 0.00 m
Altaura de terraplén activo	Ta= 7.50 m
Espesor del muro	E= 1.00 m



**Datos del suelo de relleno.**

$\phi = 35.00^\circ$   
 $\gamma = 1900.00 \text{ kg/m}^3$   
 $c = 0.00 \text{ kg/m}^3$

**Datos del suelo de desplante.**

$\phi = 35.00^\circ$   
 $\gamma = 1900.00 \text{ kg/m}^3$   
 $c = 4500.00 \text{ kg/m}^2$

**Datos del concreto.**

$\gamma_c = 2400.00 \text{ kg/m}^3$

**Sobrecarga.**

$H_s = 3.00 \text{ t/m}^2$  De acuerdo con la SCT tabla de sobrecargas de  
 $D_f = 1.00 \text{ m}$   
 $q_u = 20.00 \text{ kg/cm}^2$

**De los análisis:**

**Caso 1.- Empuje de tierra + sobrecarga.**

**a.- Por empuje activo del suelo (Ea).**

$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0.27$

**Por el empuje activo.**

$E_a = (1/2) \gamma_r \cdot Y^2 \cdot K_a = 257.44 \text{ Y}^2$

**Brazo de palanca Ba.**

$B_a = Y \cdot 1/3$

**Momento por el empuje activo Ma.**

$M_a = E_a \cdot B_a = 85.81 \text{ Y}^3$

**Por la sobrecarga.**

$q = \gamma_s \cdot H_s = 5700.00 \text{ kg/m}$

**Empuje por sobrecarga Es.**

$E_s = q \cdot Y \cdot K_a = 1544.64 \text{ Y}$

**Brazo de la palanca Bs.**

$B_s = Y \cdot 1/2$

**Momento por empuje de sobrecarga Ms.**

$M_s = E_s \cdot B_s = 772.32 \text{ Y}^2$

**Empuje total del suelo.**

$$Ea+s=Ea+Es= 257.44Y^2+1544.64Y$$

**Momento totales Mas.**

$$Mas=Ma+Ms= 85.81Y^3+772.32Y^2$$

**Caso 2.- Empuje de tierra + sismo.**

**a.- Por empuje activo del suelo (Ea).**

$$Ka=(1-\text{sen}\phi)/(1+\text{sen}\phi) = 0.27$$

**Por el empuje activo.**

$$Ea=(1/2)gr*Y^2*Ka= 257.44 Y^2$$

**Brazo de palanca Ba.**  
Ba= Y\*1/3

**Momento por el empuje activo Ma.**

$$Ma=Ea*Ba= 85.81 Y^3$$

**Por efecto de sismo.**

**El muro se construirá en una zona sísmica, la aceleración del suelo A0 es la correspondiente a la zonificación sísmica.**

**Zona sísmica 3**

$$A0= 0.30 g$$

$$\text{Coeficiente sísmico horizontal } Csh=0.50 A0= 0.15$$

$$\text{Coeficiente sísmico vertical } Csv=0.7 A0= 0.11$$

$$\theta=\text{arctang}[Csh/(1-Csv)]= 9.51^\circ$$

$$\delta=\text{Angulo de fricción relleno - muro}= 2/3\phi= 23.33^\circ$$

**Datos:**

$$\phi= 35.00^\circ$$

$$\psi= 90.00^\circ$$

$$\beta= 0.00^\circ$$

$$\theta= 9.51^\circ$$

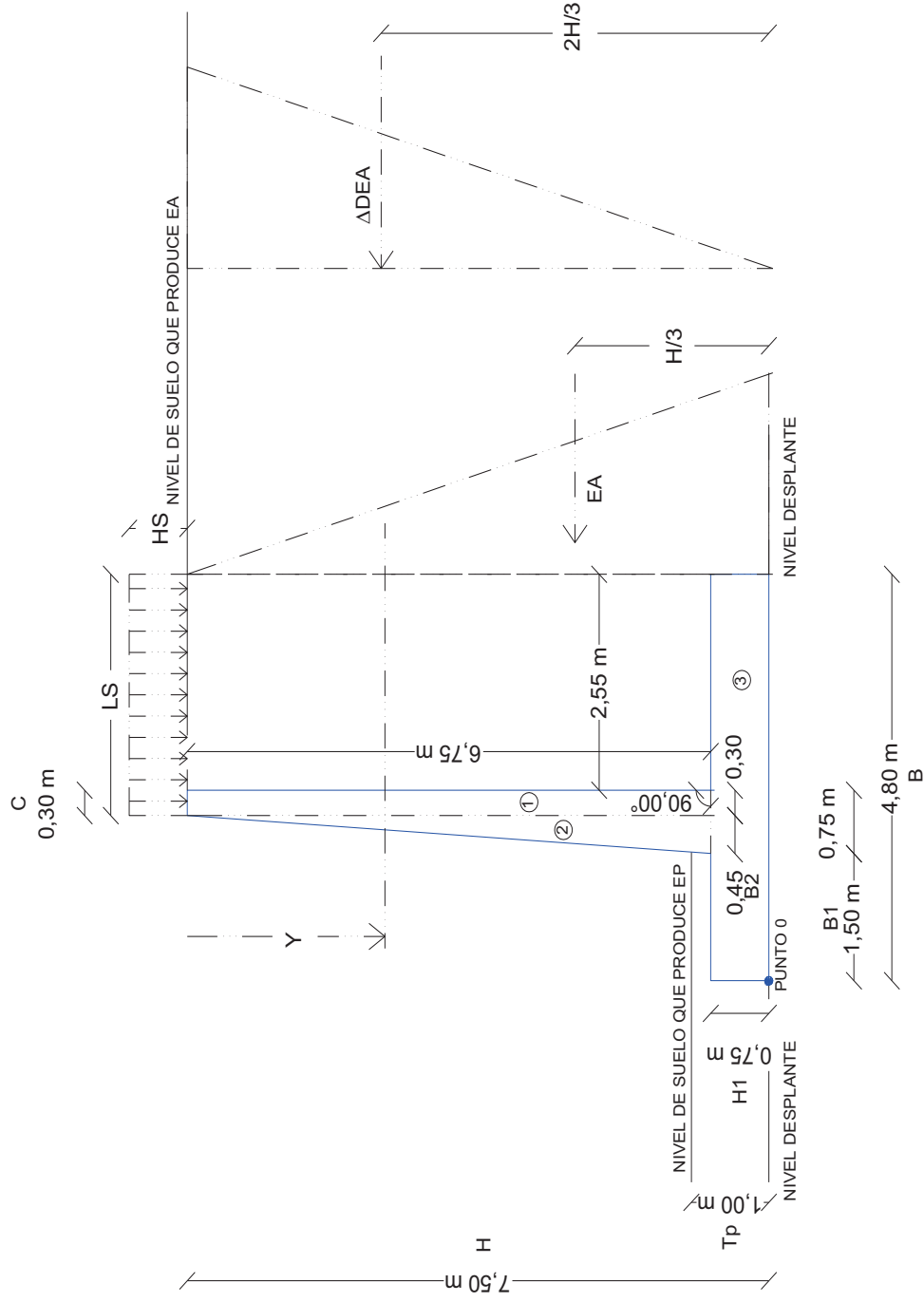
$$\delta= 23.33^\circ$$

$$K_{as} = (\sin^2(\psi + \phi - \theta)) / (\cos \theta * (\sin^2 \psi * \sin(\psi - \delta - \theta)) [1 + (((\sin(\phi + \delta)) * (\sin(\phi - \beta - \theta))) / ((\sin(\psi - \delta - \theta)) * (\sin(\psi + \beta))))])^{0.5} [2$$

$$K_{as} = 0.357$$

$$\Delta DE_a = ((1/2) * \gamma * Y^2) * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv}) = 72.95 Y^2$$

$$B_{sis} = (2/3) H = Y * 0.67$$



### Momento por empuje sísmico $M_{sis}$

$$M_{sis} = \Delta D E_g \cdot B_{sis} = 48.63 Y^3$$

### Fuerza sísmica del peso propio $F_{spp}$ :

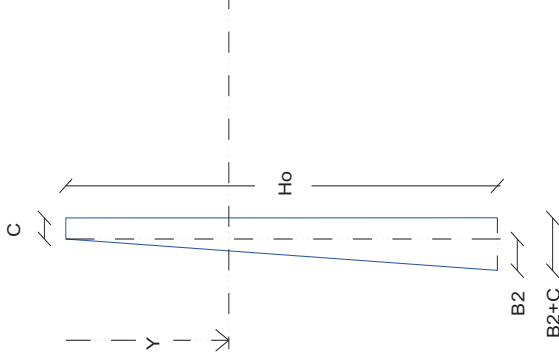
Para determinar la fuerza sísmica del peso propio se dividió la pantalla en dos figuras geométricas, las cuales se muestran en la figura 1. Las fuerzas se determinan por metro lineal de muro para el coeficiente sísmico horizontal de  $C_{sh}$ .

Geométrica:

Corona "c" = 0.30 m

Pantalla "F" = 0.75 m

$H_o = H - e = 6.75$  m



### Fuerzas sísmicas de la pantalla (triángulo):

$$F_{spp} = (F - c) H_o \cdot Y^2 / 2 \cdot \gamma_c \cdot C_{sh} = 12.00 Y^2$$

### Brazo de palanca $B_{spp}$ .

$$B_{spp} = Y \cdot 1/3$$

### Momento $M_{spp}$ .

$$M_{spp} = F_{spp} \cdot B_{spp} = 4.00 Y^3$$

### Fuerzas sísmicas de la pantalla (rectángulo):

$$F_{spp} = c \cdot Y \cdot \gamma_c \cdot C_{sh} = 108.00 Y$$

$$B_{spp} =$$

$$Y \cdot 1/2$$

**Momento Mspp.**

$$Mspp = F_{spp} * B_{spp} = 54.00 Y^2$$

**Empuje total  $E_{a+\Delta}$ : conformado por el empuje de tierra, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio:**

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta D E_a + F_{spp} = 330.39 Y^2 + 108.00 Y$$

**Momento de volcamiento Mas: las fuerzas que intentan son el empuje activo, incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio.**

$$M_{as} = M_a + M_{is} + M_{spp} = 134.44 Y^3 + 54 Y^2 + 134.44 Y + 54.00 Y^2$$

**Mayoración de las cargas: A las solicitaciones de corte y momento determinadas .**

**Caso 1.- Empuje de tierra + sobrecarga, se mayoran por un factor de 1.6.**

**Corte ultimo Vu: en la sección y para el caso 1: 1.6**

$$V_u = 1.6 * (257.44 Y^2 + 1544.64 Y)$$

$$V_u = 411.9 Y^2 + 2471.42 Y$$

**Momento último Mu: en la sección y para el caso 1:** 1.6

$$Mu = 1.6 \cdot (85.81Y^3 + 772.32Y^2)$$

$$Mu = 137.3Y^3 + 1235.71Y^2$$
$$137.3 \quad 1235.71$$
$$Y^3 \quad Y^2$$

**Caso 2.- Empuje de tierra + sismo, se mayoran por el factor ponderado Fcu 1.408.**

**Corte último Vu: en la sección y para el caso 2:** 1.408

$$Vu = 1.408 \cdot (330.39Y^2 + 108Y)$$

$$Vu = 465.19Y^2 + 152.06Y$$
$$465.19 \quad 152.06$$
$$Y^2 \quad Y$$

**Momento último Mu: en la sección y para el caso 1:** 1.408

$$Mu = 1.408 \cdot (134.44Y^3 + 54Y)$$

$$Mu = 189.29Y^3 + 76.03Y^2$$
$$189.29 \quad 76.03$$
$$Y^3 \quad Y^2$$



Las sollicitaciones últimas de corte y momento para los dos casos de carga estudiados se determinan en la tabla siguiente, para diferentes valores de Y, que varían desde 1 m hasta Ho(m) con secciones a cada 50 cm. También se indican los valores máximos para cada sección.

Y (m)	Solicitaciones últimas de Corte y Momento		
	Caso 1		Caso 2
	Vu (kg)	Mu (kg*m)	Vu (kg)
1.00	2883.32	1373.01	617.25
1.50	4633.91	3243.74	1274.77
2.00	6590.44	6041.24	2164.88
2.50	8752.93	9868.50	3287.59
3.00	11121.36	14828.49	4642.89
3.50	13695.75	21024.19	6230.79
4.00	16476.08	28558.56	8051.28
4.50	19462.37	37534.59	10104.37
5.00	22654.60	48055.25	12390.05
5.50	26052.79	60223.52	14908.33
6.00	29656.92	74142.36	17659.20
6.50	33467.01	89914.76	20642.67
6.80	35851.91	100310.74	22544.39
			Mu (kg*m)
			265.32
			809.92
			1818.44
			3432.84
			5795.10
			9047.18
			13331.04
			18788.66
			25562.00
			33793.03
			43623.72
			55196.03
			63034.46

El espesor de la pantalla o fuste F(Y) varía desde "c" hasta "F" cm, de la siguiente manera, en cm:

$$F(Y) = (c/Ho * Y) + c = 0.0444 Y + c$$

La altura útil es variable d(Y), se determina para un recubrimiento del concreto de la pantalla de 5cm.

$$d(Y) = F(Y) - 5 \text{ cm}$$

0.05 m

El corte máximo resistente del concreto varía con la altura de la pantalla:

$$f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 100.00 \text{ cm}$$

$$Fy = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi V_c = 0.75 * 0.53 * (f'_c)^{0.5} * E * d(y) = 628.50 \text{ d}(Y)$$

**Especificación ACI 318-05**

El acero de refuerzo mínimo varía con la altura de la siguiente manera:  $A_{s\text{mín}} = 0.0018 * E * F(Y)$ . 0.0018

$$A_{s\text{mín}} = 0.18 F(Y)$$

$\phi = 0.9$  Flexión sin carga axial.

$$A_s = (\bar{n} * d) - \left( \frac{((\bar{n} * d)^2) - (2 * M_u * \bar{n})}{(\phi * F_y)} \right)^{0.5}$$

$$\bar{n} = (0.85 * f'_c * E) / F_y = 5.05952381$$

En la tabla siguiente se indican los valores de solicitaciones máximas de corte y momento, espesor de la pantalla, altura útil, corte máximo resistente, acero mínimo, acero requerido, para diferentes valores de Y, que varían desde 1 m hasta 6.80 m con secciones a cada 0.50 cm.

En la tabla siguiente: Solicitaciones Máximas, Corte Resistente y Acero de Refuerzo.

Y (m)	Solicitaciones Máximas			
	Vu (kg)	Mu (kg*m)	F (Y) cm	d (Y) cm
1.00	2883.32	1373.01	34.44	29.44
1.50	4633.91	3243.74	36.67	31.67
2.00	6590.44	6041.24	38.89	33.89
2.50	8752.93	9868.50	41.11	36.11
3.00	11121.36	14828.49	43.33	38.33
3.50	13695.75	21024.19	45.56	40.56
4.00	16476.08	28558.56	47.78	42.78
4.50	19462.37	37534.59	50.00	45.00
5.00	22654.60	48055.25	52.22	47.22
5.50	26052.79	60223.52	54.44	49.44
6.00	29656.92	74142.36	56.67	51.67
6.50	33467.01	89914.76	58.89	53.89
6.75	35449.28	98528.22	60.00	55.00

Diseño por flexión					
Y (m)	$\phi V_c$ (kg)	$\phi V_c > V_u$	Asmín (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	As a utilizar
1.00	18505.91	Cumple	6.20	1.24	6.20
1.50	19902.59	Cumple	6.60	2.73	6.60
2.00	21299.26	Cumple	7.00	4.78	7.00
2.50	22695.93	Cumple	7.40	7.38	7.40
3.00	24092.60	Cumple	7.80	10.52	10.52
3.50	25489.28	Cumple	8.20	14.21	14.21
4.00	26885.95	Cumple	8.60	18.45	18.45
4.50	28282.62	Cumple	9.00	23.25	23.25
5.00	29679.29	Cumple	9.40	28.64	28.64
5.50	31075.97	Cumple	9.80	34.62	34.62
6.00	32472.64	Cumple	10.20	41.21	41.21
6.50	33869.31	Cumple	10.60	48.44	48.44
6.75	34567.65	No cumple	10.80	52.31	52.31

Se puede observar en la tabla, que el corte resistente es superior al corte actuante en todas las secciones, de tal manera que el espesor de la pantalla propuesto es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos que resultan de los casos de carga considerados.

Se verifica el espesor de la pantalla por flexión empleando la ecuación siguiente por encontrarse el muro en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en la base de la pantalla.

$$d \geq (M_u / (0.189 * \phi * f'_c * E))^{0.5} = 48.13 \text{ cm}$$

El espesor de la pantalla F requerido en el sitio de máxima flexión :

$$F = d + \text{recubrimiento} = 53.13 \text{ cm} \quad \text{Menor que el ancho propuesto} \\ \text{Cumple}$$

El espesor de la pantalla es adecuado para resistir las solicitaciones de flexión que resultan de los casos de carga considerados.

Acero en la pantalla: (cara interior en contacto con la tierra).

En la tabla de calculo ante flexión se puede observar que una parte del muro el acero que rige es el mínimo de la corona hasta 2.5 m de profundidad.

**Desde 0 hasta 2.5 m de profundidad**

As min=	7.40 cm <sup>2</sup> /m	Utilizando acero $\phi$ 1/2"	Área nominal=	1.22 cm <sup>2</sup>
No de barras=	6 Por cada m			
Separación=	16.00 cm			

Para economizar en el acero, se calcula el numero de barra y su separación para cada 1.5 m de profundidad a partir de los 2.5 donde se utiliza el acero mínimo.

**Desde 2.5 hasta 4 m de profundidad**

As =	18.45 cm <sup>2</sup> /m	Utilizando acero $\phi$ 3/4"	Área nominal=	2.85 cm <sup>2</sup>
No de barras=	6 Por cada m			
Separación=	16.00 cm			

**Desde 4 hasta 5.5 m de profundidad**

As =	34.62 cm <sup>2</sup> /m	Utilizando acero $\phi$ 1"	Área nominal=	5.07 cm <sup>2</sup>
No de barras=	7 Por cada m			
Separación=	14.00 cm			

**Desde 5.5 hasta 5.75 m de profundidad**

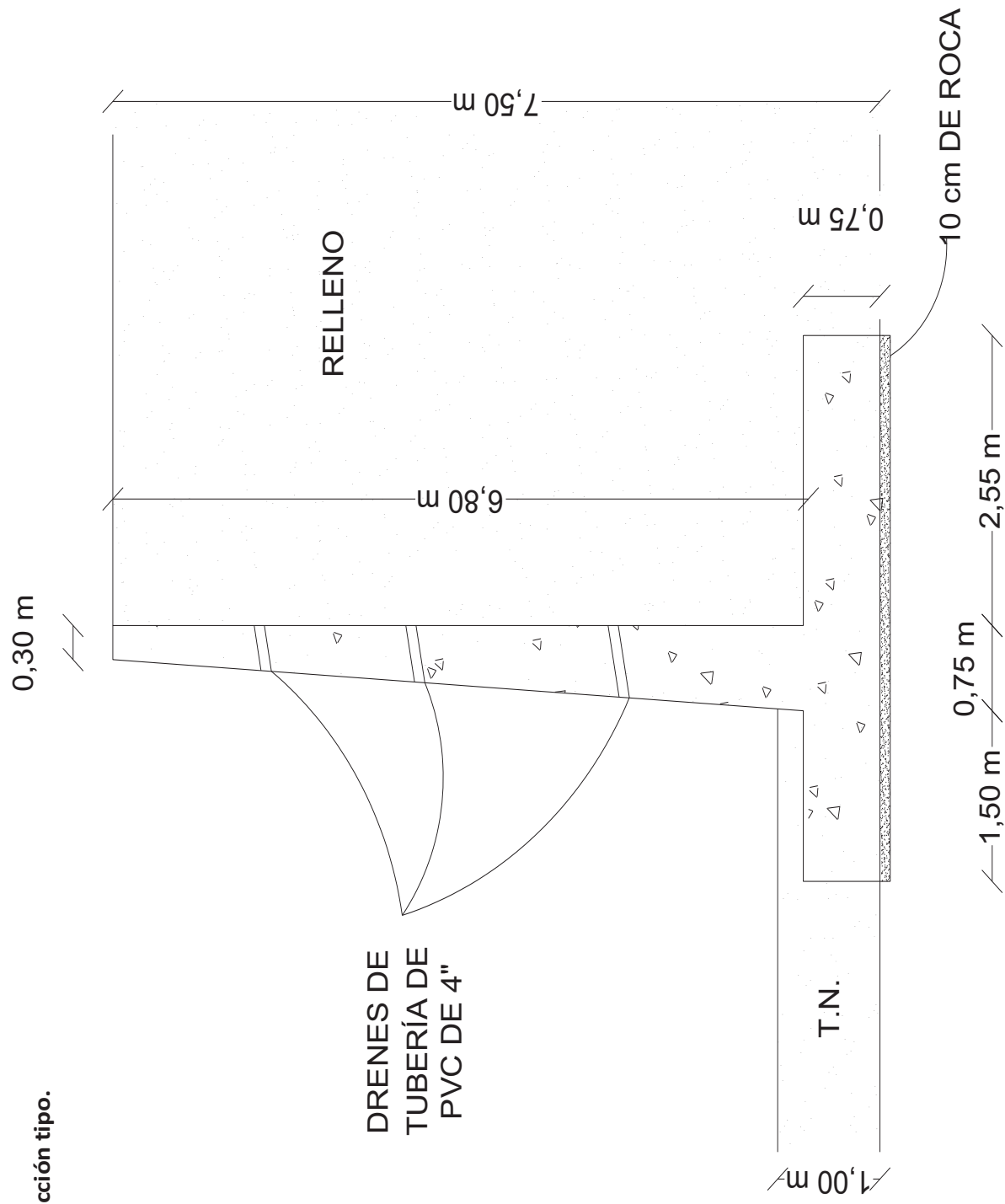
Utilizando acero  $\phi$  1"  
Área nominal= 5.07 cm<sup>2</sup>

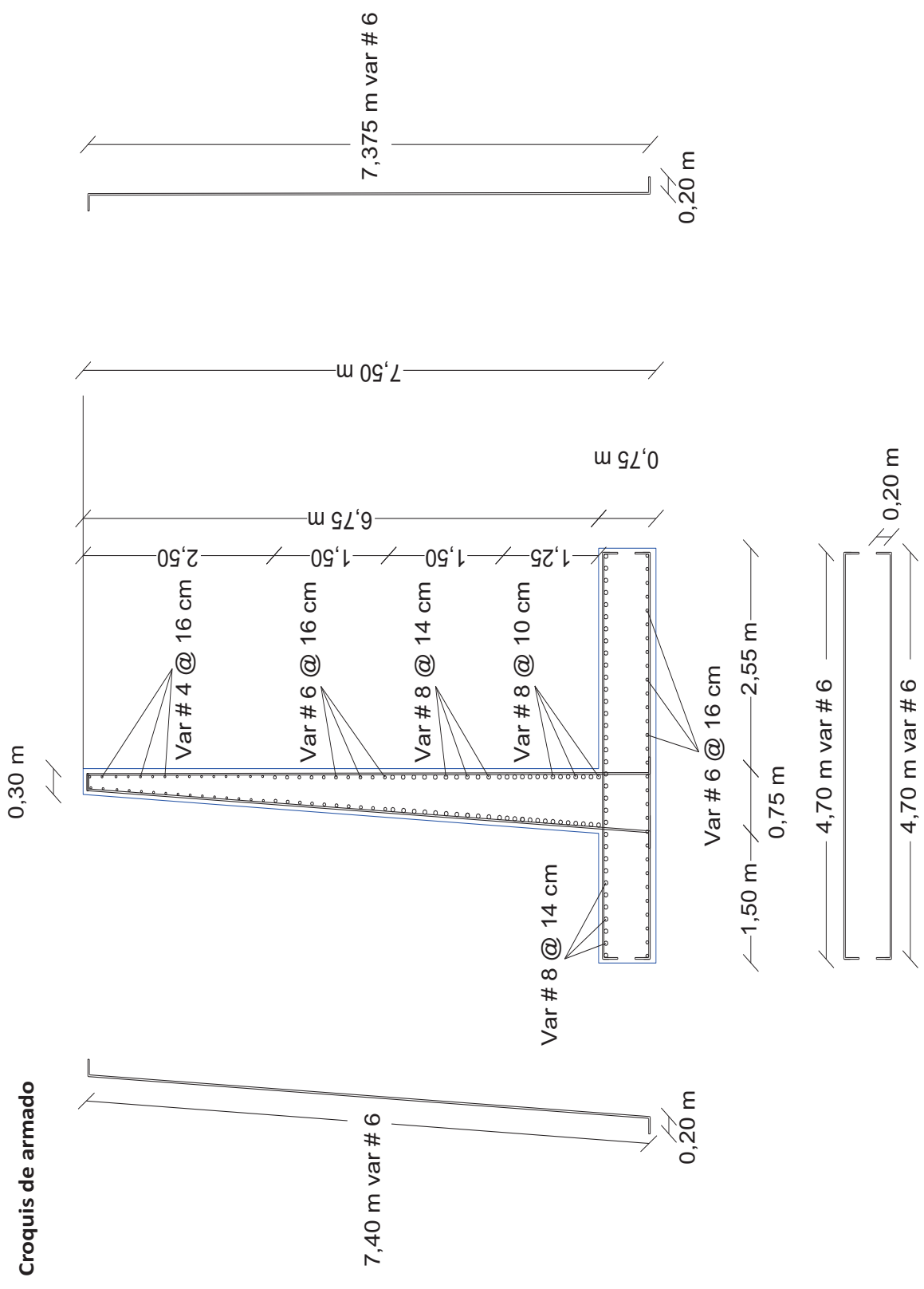
As = 52.31 cm<sup>2</sup>/m

No de barras= 10 Por cada m  
Separación= 10.00 cm

**A continuación se muestra la sección del muro y el croquis de armado final.**

Sección tipo.





## CONCLUSIÓN

De acuerdo con lo mencionado en la presente tesis así como los cálculos mostrados y resultados obtenidos, se puede determinar el objetivo principal que fue la revisión de la seguridad estructural que poseen los muros del fraccionamiento El Milagro en la ciudad de Uruapan Michoacán actualmente. Son varias las incógnitas alrededor de este proyecto, ya que como se ha mencionado anteriormente, los estudios de control de calidad del lugar son ineficientes y no existió ningún cálculo estructural previo a la construcción de dichos muros, los objetivos a los que se llegó con la presente investigación son:

Se determinó que las dimensiones de los muros de contención existentes en el fraccionamiento El Milagro, no son las adecuadas ya que como se puede observar en el capítulo de análisis e interpretación de resultados las dos revisiones realizadas a dichos muros indican que no cumplen con los factores de seguridad requeridos, los materiales utilizados en la construcción de estos muros son de buena calidad, no se puede decir lo mismo de la mano de obra ya que algunos muros presentan oquedades, que pueden disminuir aún más su factor de seguridad, así como la resistencia ante las sollicitaciones a las que se pueden ver sometidos.

El análisis realizado a los muros no considera una sobrecarga ejercida sobre ellos ya que se consideró innecesaria, al tener una determinación de la ineficiencia de los muros solo considerando su peso propio y el del material contenido.



Se realizó un ejemplo de propuesta de diseño estructural para muro de contención, que cumple con todos los factores de seguridad necesarios, la propuesta considera que el muro de contención se debe construir a base de concreto armado, ya que como se mencionó anteriormente, con la utilización de los muros de concreto armado, desde 1980 los muros de mampostería se consideran obsoletos, este diseño es aplicable solamente a la zona y proyecto del fraccionamiento El Milagro, ya que para cada proyecto los valores pueden variar dependiendo del método y el lugar donde se utilicen.

De acuerdo a los resultados de la presente investigación se observó que existen proyectos como el de los muros de contención del fraccionamiento El Milagro, que se realizan sin un diseño adecuado o información confiable que algunas veces hasta resulta ilógica, se recomienda para cualquier proyecto, realizar los estudios correspondientes, así como tener un adecuado control de calidad tanto en la investigación, como en su construcción.

## BIBLIOGRAFÍA

Calavera Ruiz, José (1982)

Cálculo de Estructuras de Cimentación

Ed. INTEMAC S. A. México.

M. Das, Braja (2001)

PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

Ed. International Thomson. México.

Muelas Rodríguez, Ángel (s/f)

MANUAL DE MECANICA DEL SUELO Y CIMENTACIONES

Torres Belandria, Rafael Ángel (2008)

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO  
ARMADO.

Ed. Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes. Venezuela.

Guevara Anzules, Manuel (2009)

## CÁLCULO ESTRUCTURAL

Ed. Universidad de Guayaquil. Ecuador.

Barros P., José (1974)

## Muros de Contención

Ed. ceac. España.

De la Cera Alonso, José (2008)

## Manual del Ingeniero Civil

Ed. McGRAW-HILL/INTERAMERICANA S.A. DE C.V. México.

Badillo, Juárez (2005)

## MECÁNICA DE SUELOS

Ed. Limusa S.A. de C.V. México.

Hernández B., O. (1975)

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Ed. Universidad Nacional Autónoma de México. México.

SAGARPA (2010)

Muro de Contención

Ed. SAGARPA. México.

El Instituto Nacional de Antropología e Historia (2011)

LOCALIZAN SISTEMA PREHISPÁNICO DE MUROS DE CONTENCIÓN

Ed. Instituto Nacional de Antropología e Historia. México.

Normas Técnicas para Mampostería del Reglamento de Construcción del  
Distrito Federal (2001)

NORMAS TECNICAS DE MAMPOSTERÍA

Ed. Trillas. México.

N-CTR-CAR-1-02-001/00 (CAPÍTULO 001 mampostería de piedra) (2000)

Norma de la SCT Mampostería de piedra

Ed. SCT. México.

N-CTR-CAR-1-02-003/04 (CAPÍTULO 003 Concreto Hidráulico) (2000)

Norma de la SCT Concreto Hidráulico

Ed. SCT. México.

Villasante Sánchez, Esteban (2003)

Mampostería y Construcción

Ed. Trillas. México.

Hernández Sampieri, Roberto Cols (2004),

Metodología de la investigación

Ed. McGRAW-HILL. México.

Mendieta (2005),

Metodología de la investigación

Ed. Purrua. México.

Linan Wang (2000)

Abutments and Retaining Structures

Ed. CRC Press LLC.

## **OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN**

Tipos de estructuras y sus características

Recuperado el 25/Agosto/2011 de:

<http://es.scribd.com/doc/16427290/Estructuras-de-Contencion-y-Anclajes>

(2009).

## ANEXOS

Para el diseño de los muros de concreto reforzado se utilizaron datos obtenidos de las siguientes tablas.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso					
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 <sup>(1)</sup>
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(7)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 <sup>(4)</sup> <sup>(6)</sup>	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla A.1.-Valores de sobrecarga según uso. (Fuente: Secretaria de Comunicaciones y Transportes, 2000).

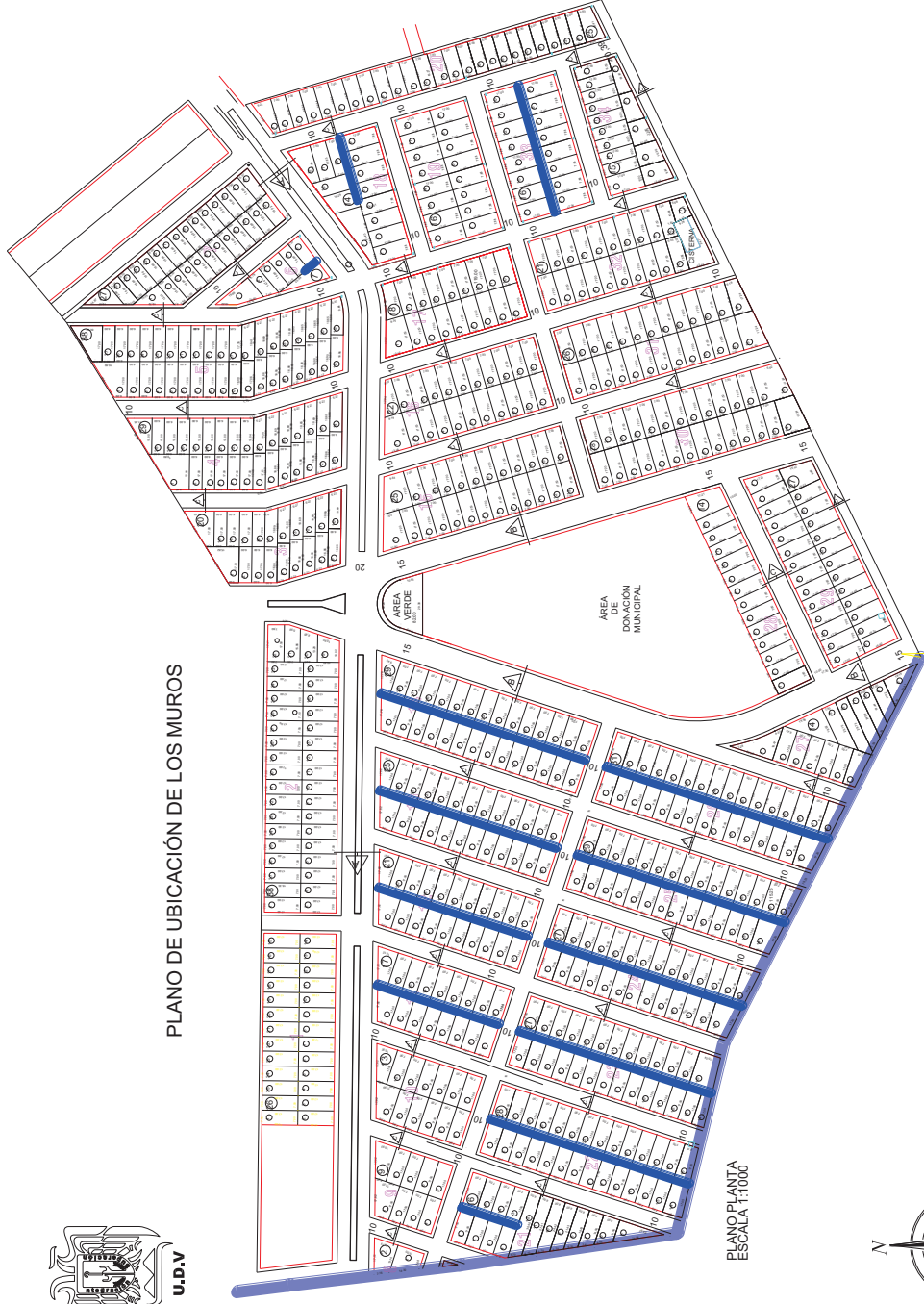
Ángulo de fricción interna	
Material	$\phi$ (grados)
Tierra, Tierra labrantía	30-45
Arena seca	25-35
Arena mojada	30-45
Tierra compacta	15-30
Grava	35-40
Cenizas	25-40
Cocaína	30-45
Carbón	25-35

Tabla A.2.-. Valores del ángulo de fricción interna de algunos materiales.

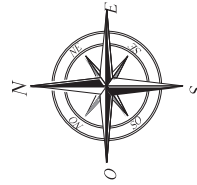
(Fuente: Abutments and Retaining Structures, 2000, pág 23).



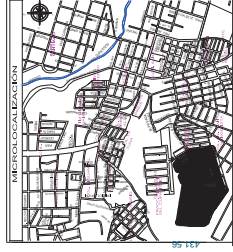
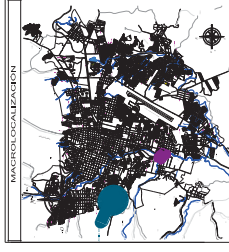
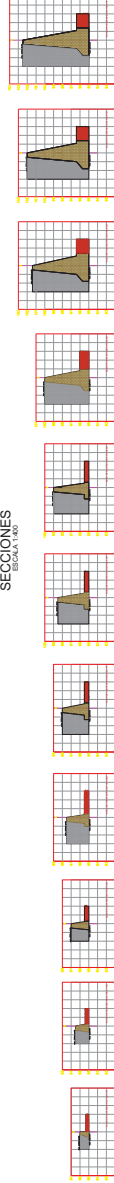
PLANO DE UBICACIÓN DE LOS MUROS



PLANO PLANTA  
ESCALA 1:1000



SECCIONES  
ESCALA 1:100



NOTAS:  
- EN EL PLANO DE PLANTA SE INDICAN CON UNA LINEA DE MAYOR GROSOR LA UBICACION DE LOS MUROS DE MAYOR DIMENSION.  
- EN LAS SECCIONES SE MUESTRA UN EJEMPLO DE CADA UNO DE LOS TIPOS DE MUROS.

UNIVERSIDAD DON VASCO A. C.
INGENIERIA CIVIL
REVISIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN EN EL FRACCIONAMIENTO DENOMINADO "EL MILAGRO" EN LA CIUDAD DE URUPAPAN, MICHOACÁN.
ING. ANASTACIO BLANCO SIMIANO
PLANTA FRACCIONAMIENTO EL MILAGRO
PROYECTO: FRACCIONAMIENTO EL MILAGRO URUPAPAN, MICHO.
PROYECTISTA: ROBERTO CARLOS BUENO ORTIZ
CLIENTE: S. CARLOS BUENO ORTIZ
FECHA: 15/05/2012
PROYECTO: VARIAS
PROYECTO: URUPAPAN MICHOACÁN, ENERO DEL 2012.