



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

**Escuela de Ingeniería Civil**

**REVISIÓN DE TRES MUROS DE CONTENCIÓN  
CONSTRUIDOS A BASE DE MAMPOSTERÍA,  
UBICADOS EN EL CAMPAMENTO “EL BAMBÚ”,  
EN TARETAN, MICH.**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

**Marlene Lucatero Bucio**

Asesor: Ing. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, 21 de mayo de 2019.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

# ÍNDICE.

## **Introducción.**

Antecedentes.. . . . .	1
Planteamiento del problema. . . . .	3
Objetivo. . . . .	3
Pregunta de investigación. . . . .	4
Justificación. . . . .	4
Marco de referencia. . . . .	5

## **Capítulo 1.- Mecánica de suelos.**

1.1. Concepto de mecánica de suelos. . . . .	8
1.2. Historia y antecedentes. . . . .	9
1.3. Suelo. . . . .	11
1.3.1. Formación de suelos. . . . .	12
1.3.2. Suelos residuales y transportados. . . . .	14
1.3.3. Clasificación e identificación de suelos. . . . .	15
1.3.3.1. Identificación de suelos. . . . .	16
1.3.4. Fases del suelo. . . . .	21

1.3.5. Granulometría.	24
1.3.6. Características plásticas del suelo.	26
1.4. Estudio de Mecánica de Suelos.	27
1.4.1. Muestreo.	27
1.4.2. Determinación de peso volumétrico seco suelto.	30
1.4.3. Determinación de la composición granulométrica.	30
1.4.4. Determinación de la humedad natural.	33
1.4.5. Determinación de los límites de consistencia.	34
1.4.6. Determinación del límite de contracción.	36
1.4.7. Determinación de la contracción lineal.	37
1.4.8. Determinación de la densidad de sólidos..	38
1.4.9. Determinación de la gravedad específica..	39
1.4.10. Cálculo del peso específico relativo.	41
1.4.11. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.	41
1.4.12. Prueba de compresión triaxial rápida.	44
1.4.13. Prueba de consolidación unidimensional.	45

## **Capítulo 2.- Muros de contención.**

2.1. Concepto de muro de contención. . . . .	47
2.2. Estructura de un muro. . . . .	48
2.3. Tipos de muros de contención. . . . .	50
2.3.1. Muros de gravedad de concreto. . . . .	51
2.3.2. Muros de contención en voladizo o ménsulas. . . . .	51
2.3.3. Muros de retención con contrafuertes. . . . .	52
2.4. Empujes. . . . .	52
2.4.1. Efectos de los empujes. . . . .	54
2.4.2. Teorías de empuje. . . . .	55
2.4.2.1. Teoría de Coulomb para suelos friccionantes. . . . .	56
2.4.2.2. Método gráfico para la aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos friccionantes. . . . .	61
2.4.2.3. Teoría de Coulomb en suelos con cohesión y fricción. . . . .	64
2.5. Muro de concreto armado. . . . .	67
2.6. Muro de concreto en masa y de mampostería. . . . .	71
2.7. Presiones ejercidas sobre el terreno.. . . .	71
2.8. Muros de mampostería. . . . .	73
2.8.1. Materiales empleados en la mampostería. . . . .	74

2.8.2. Tipos de mampostería.	74
2.8.2.1. Mampostería de origen natural.	75
2.8.2.2. Mampostería de origen artificial.	76
2.8.3. Mortero para muros de mampostería.	77
2.9. Drenaje en un muro de contención.	80

### **Capítulo 3.- Resumen de macro y micro localización.**

3.1. Generalidades.	86
3.1.1. Objetivo.	86
3.1.2. Alcance del proyecto..	86
3.2. Resumen ejecutivo.	87
3.3. Entorno geográfico.	87
3.3.1. Macro y microlocalización.	87
3.3.2. Geología regional y de la zona de estudio.	91
3.3.3. Hidrología regional y de la zona de estudio.	91
3.3.4. Uso del suelo regional y de la zona de estudio.	93
3.4. Informe fotográfico.	95
3.4.1. Problemática.	99

3.4.2. Estado físico actual. . . . .	100
3.5. Solución y planteamiento de alternativas. . . . .	100
3.6. Procesos de análisis. . . . .	100

**Capítulo 4.- Metodología.**

4.1. Método empleado. . . . .	101
4.1.1. Metodo matemático. . . . .	103
4.2. Enfoque de la investigación. . . . .	103
4.2.1. Alcance de la investigación. . . . .	104
4.3. Diseño de la investigación. . . . .	105
4.4. Instrumentos de recopilación de datos. . . . .	106
4.5. Descripción del proceso de investigación. . . . .	107

**Capítulo 5.- Cálculo, análisis e interpretación de resultados.**

5.1. Dimensionamiento y cálculo de los muros. . . . .	109
5.1.1. Revisión de los tres muros aplicando la Teoría de Rankine en suelos con cohesión y fricción. . . . .	109
5.1.2. Revisión de los tres muros por el método semi - empírico de Terzaghi. . . . .	.114

5.2. Revisión del factor de seguridad por volteo..	.	.	.	120
5.3. Revisión del factor de seguridad por deslizamiento.	.	.	.	122
5.4. Revisión del muro por capacidad de carga. .	.	.	.	125
<b>Conclusión.</b>	.	.	.	128
<b>Bibliografía.</b>	.	.	.	131
<b>Otras fuentes.</b>	.	.	.	134
<b>Anexos</b>				



# INTRODUCCIÓN.

## **Antecedentes.**

Se define como muro de contención a aquella estructura destinada, generalmente, a soportar los esfuerzos horizontales generados por empujes de tierras, siendo éstos desmontes o terraplenes. La finalidad de estas estructuras es evitar el desmoronamiento del talud y brindarle soporte al mismo, u otros materiales sueltos que no pueden adoptar su pendiente natural, según Barros (2005).

Un muro no sólo debe resistir las fuerzas transmitidas por el terreno, sino también debe soportar los esfuerzos verticales transmitidos a los pilares, paredes de carga y/o forjados apoyados sobre éste. Su uso más común es en la construcción de vías férreas o carreteras, así como para contener agua u otros líquidos en caso de depósitos.

La mayoría de los muros de contención se construyen a base de concreto armado, aunque pueden ser construidos con distintos materiales como lo son mampostería, gaviones, cribas, entre otros. La construcción de muros de contención de mampostería utiliza piedras de 30 cm, que no tengan grietas o fisuras que disminuyan su resistencia cuidando también que los espacios entre ellas no sean mayores de 2.5 cm.

Según la página electrónica [www.cementoscibao.com](http://www.cementoscibao.com) (2018), la mampostería se conoce como el sistema de construcción más empleado que consiste en construir muros para distintas finalidades mediante la colocación manual de los elementos y/o materiales que le componen. Algunos de los materiales que generalmente se

emplean son ladrillos, bloques de cemento prefabricados, piedras talladas en formas rectangulares o no, entre muchos otros.

Previamente se han estudiado temas similares referente a muros de contención, en la biblioteca de la Universidad Don Vasco se cuenta con dos tesis con dicho tema. La primera fue realizada en el año 2012 por el alumno Roberto Ruíz Abarca, titulada “DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y DE GRAVEDAD EN PREDIO UBICADO EN EL LIBRAMIENTO ORIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN”, en la cual se realizó el diseño de un muro a base de concreto armado con la misma finalidad, sin embargo, es de otro tipo que el que se plantea en el presente trabajo. Su objetivo era diseñar distintas estructuras de retención, analizar sus pros y contras y elegir la solución óptima, tomando en cuenta la practicidad y viabilidad del muro. Concluye que el tipo de estructura para solucionar el problema es un muro de contención de concreto armado, debido a que resulta más económico que un muro de gravedad.

Así como también la tesis elaborada dos años después, realizada por la alumna Patricia Montserrat Ávila Vigíl (2014), que lleva por título “DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD A BASE DE MAMPOSTERIA UBICADO EN LA UNIVERSIDAD DON VASCO”, en la cual sobresale lo más relevante sobre el desarrollo y la construcción de un muro a base de mampostería, para dar estabilización a un talud de un terreno dado, se toma como referencia y consulta para orientar la tesis que se presentará a continuación.

## **Planteamiento del problema.**

Con frecuencia, durante la ejecución de alguna obra, se llega a tener un terreno con pendiente demasiado elevada ya sea debido a excavaciones, o cortes y terraplenes, haciendo que éste ya no cuente con buena estabilidad del material. Para lo que se requiere de alguna estructura que resista los empujes del suelo y las cargas en la superficie y garantice la seguridad.

Las dimensiones para un muro de contención están sujetas a las características que se presenten en el terreno sobre el cual se está trabajando, dichas características proporcionadas por un estudio de mecánica de suelos.

En la presente investigación se analizan tres estructuras de mampostería con el fin de analizar su proceso constructivo y su estudio de mecánica de suelo y obtener la información necesaria para determinar si son o no adecuados.

## **Objetivos.**

### **Objetivo General:**

Revisar y analizar tres muros de contención en base a las fuerzas de empuje a las que se encuentran sometidos.

### **Objetivos Particulares.**

Con la presente investigación, se pretende cubrir los siguientes objetivos particulares:

- 1) Definir lo que es el suelo y sus características.
- 2) Explicar la mecánica de suelos y las pruebas que lo conforman.

- 3) Comparar los estudios del suelo obtenidos con la clasificación del SUCS.
- 4) Dar la definición de lo que es un muro de contención, así como brindar sus características.
- 5) Determinar los empujes de tierra sobre un muro de contención.
- 6) Analizar el dimensionamiento de dichos muros y corroborar su correcto diseño.

### **Pregunta de Investigación.**

Diversos factores influyen en el diseño de un muro de contención, de los cuales se tomarán en cuenta el tipo y las características del material, el dimensionamiento de los muros, así como las cargas actuantes a las que se encuentran sometidos.

Al realizarse la presente investigación habrá de darse respuesta a la pregunta: ¿Es adecuado el diseño de los muros de contención para el terreno con el que se cuenta?

### **Justificación.**

La Ingeniería Civil abarca bastantes áreas de las estructuras, donde se aplica tanto el diseño como el cálculo estructural, con el fin de brindar seguridad en éstas, haciéndolas resistentes y funcionales para algún problema ante la sociedad.

Los procesos constructivos y elementos estructurales han ido mejorando con el paso del tiempo, con la simple finalidad de mejorar su comportamiento para lo que fue diseñado. Las obras con las que contamos en la actualidad son un claro ejemplo

de la evolución en la ingeniería civil gracias a que han ido surgiendo problemáticas que debían ser resueltas por algún proceso constructivo.

Una de las problemáticas que se han estado viendo a lo largo del tiempo, es el cómo controlar grandes masas de tierra. Por esta razón, es que el diseño y revisión de un muro de contención es de suma importancia para un proceso constructivo, ya que si es diseñado de manera incorrecta se puede llegar a tener un deslave en el terreno o que éste adquiera alguna falla lo cual traería severos problemas a la sociedad debido a que contiene grandes masas de material.

En la presente tesis se realizará el diseño de tres muros de contención en el mismo terreno. Esto con la finalidad de demostrar que en una misma superficie se pueden necesitar muros con dimensionamientos diferentes, todo de acuerdo a la información adquirida en el estudio de mecánica de suelos.

### **Marco de referencia.**

El trabajo a realizar está localizado en el campamento “El Bambú”, que de acuerdo a la página [www.siglo.inafed.gob.mx](http://www.siglo.inafed.gob.mx) (2018), está situado en el municipio de Taretan en el estado de Michoacán de Ocampo. Se localiza al oeste del Estado, en las coordenadas 19°20' de latitud norte y 101°55' de longitud oeste. Cuenta con una altura de 1, 130 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Ziracuaretiro, al este con Santa Clara del Cobre y Ario de Rosales, al sur con Nuevo Urecho y Gabriel Zamora, y al oeste con Uruapan. Su distancia a la capital del Estado es de 158 kms. por la vía a Uruapan.

Su superficie es de 185. 23 km<sup>2</sup> y representa el 0.31 por ciento del total del Estado. Su relieve está constituido por el sistema volcánico transversal, la sierra de Santa Clara, los cerros de la cruz, cobrero, Hornos, Mesa de García, Mesa de la Exhacienda, Palma, San Joaquín, Pelón y Guayabo y la Planicie del Llanito.

En la localidad hay 3126 hombres y 3314 mujeres. La ratio mujeres/hombres es de 1,060, y el índice de fecundidad es de 2,71 hijos por mujer. Del total de la población, el 4,02% proviene de fuera del Estado de Michoacán de Ocampo. El 4,81% de la población es analfabeta (el 4,61% de los hombres y el 5,01% de las mujeres). El grado de escolaridad es del 7.87 (7.85 en hombres y 7.89 en mujeres).

El 0,64% de la población es indígena, y el 0,25% de los habitantes habla una lengua indígena. El 0,00% de la población habla una lengua indígena y no habla español.

El 36,30% de la población mayor de 12 años está ocupada laboralmente (el 49,68% de los hombres y el 23,69% de las mujeres).

En Taretan hay 2008 viviendas. De ellas, el 99,58% cuentan con electricidad, el 89,24% tienen agua entubada, el 98,51% tiene excusado o sanitario, el 75,27% radio, el 96,79% televisión, el 92,69% refrigerador, el 74,85% lavadora, el 46,73% automóvil, el 19,38% una computadora personal, el 36,92% teléfono fijo, el 67,24% teléfono celular, y el 9,63% Internet.

El municipio cuenta con una gran variedad de ecosistemas donde predomina el bosque tropical deciduo con zapote, tepeguaje, cirían, parota, guaje y mango. Su

fauna se conforma por zorra, tejón, coyote, conejo, liebre, golondrina, güilota, pato y aguililla.

Su clima es templado con lluvias en verano. Tiene una precipitación pluvial anual de 1, 560 milímetros y temperaturas que oscilan entre 14. 4 a 29. 66 ° centígrados.

# CAPÍTULO 1

## MECÁNICA DE SUELOS

En el presente capítulo se da a conocer brevemente lo que es el suelo; así como su proceso de formación, su clasificación, entre otras de sus características distintivas. Además, de dar a conocer en qué consiste la mecánica de suelos; definir para qué sirve, cómo se lleva a cabo un estudio de mecánica de suelos, las pruebas que se llevan a cabo en dicho estudio, así como la interpretación de los resultados obtenidos en el estudio.

### **1.1 Concepto de mecánica de suelos.**

Según Crespo (2004), la mecánica se considera como parte de la física que se encarga del estudio de la acción de las fuerzas ejercidas sobre los cuerpos. El Dr. Karl Terzaghi define a la mecánica de suelos como la aplicación de las leyes de la Mecánica e Hidráulica que tratan con sedimentos y otras acumulaciones de partículas sólidas que son producto de la desintegración química y mecánica de las rocas.

La finalidad primordial de la mecánica de suelos es estudiar y analizar el comportamiento del suelo para ser utilizado como material constructivo o como base de sustentación para las obras de la ingeniería. De igual manera, el estudio de mecánica de suelos tiene la importancia de brindar las características con las que cuenta el suelo sobre el cual se desea construir, es decir, si el suelo es capaz de soportar el esfuerzo que se le aplicará o no, si las deformaciones son considerables, entre otras más.



## 1.2 Historia y antecedentes.

Los suelos son los materiales más antiguos y complejos de la construcción. Desde la antigüedad, los romanos, chinos, egipcios y mayas, construían obras de tierra y sobre tierra; ejemplo de éstos serían La Gran Muralla China, las pirámides de Egipto, las pirámides de Chichen Itzá entre otras. Nos menciona Badillo (2005), que en Egipto ya se utilizaba piedra en la construcción de estructuras sobre suelos suaves.

En Egipto, hace aproximadamente 2,000 años a.C., ya se utilizaba la piedra en la construcción de cilindros para estructuras plasmadas sobre suelos suaves. La superficie de los cilindros era alisada de manera que no se tuviera presencia de la penetración, lo que lleva entonces a descifrar, que tanto los romanos como los egipcios contaban con una noción sobre la fricción o el rozamiento de los suelos con las construcciones.

La mecánica de suelos es una ciencia relativamente joven, ya que con la caída del imperio romano se tuvo una época donde no se presentó interés de los problemas del suelo, y no fue hasta los siglos XVII y XVIII cuando se volvió a tomar el interés de darle solución a las problemáticas en las cimentaciones de estructuras.

Una de las primeras áreas en generar interés fue la relativa al empuje de tierras. Villalaz (2004), menciona que el primer ingeniero militar en formular una guía de esta área fue Marquis Sebastian le Prestre de Vauban, posterior a él Charles Augustin Coloumb, también ingeniero militar francés, se le dio la credibilidad a la primer contribución básica y científica en el cálculo de la estabilidad de muros de

retención de tierra. Así mismo, para el estudio de la presión sobre las tierras, fue aportada por William John Macquorn Rankine, ingeniero y físico escocés, que era mejor conocido por sus investigaciones sobre la física molecular y fundador de la ciencia de termodinámica.

De acuerdo a Crespo (2004), Coloumb y Rankine se consideran dos de los ingenieros que más contribuyeron en el estudio de los empujes ejercidos en la tierra. Sin embargo, el ingeniero y matemático francés, Jean Victor Poncelet descubrió un método gráfico para la solución de las presiones de la tierra. Sobresale también Karl Culmann, ingeniero alemán, cuyo método de estática gráfica ha sido empleado en problemas de ingeniería como son los muros de retención de tierra.

Tras varios años, con este tema de interés para distintos profesionistas, se dieron variedad de interpretaciones y soluciones para lo que es la mecánica de suelos y su interpretación de resultados. Fue durante los años 1920 a 1925, que, en los Estados Unidos de América, el “U.S. Bureau of Public Roads” y la “American Society of Civil Engineering” llevaron a cabo, con colaboración de otros profesores, investigaciones relacionadas con la construcción de carreteras. De este modo, después de 1925, se comenzó el desarrollo de una de las áreas más significativas de la ingeniería con la presentación del libro del profesor Karl Von Terzaghi, *Erdbaumechanik* (mecánica de suelos), donde nos presenta el suelo como material y cómo tratar las propiedades mecánicas del suelo y su comportamiento bajo acciones de diversas cargas y condiciones de humedad.

### **1.3 Suelo.**

Un suelo estable es fundamental para dar soporte y estabilidad a cualquier estructura, así sea desde un edificio, un puente, una presa, un tipo de pavimentación o hasta un barco durante su construcción, debe descansar sobre tierra satisfactoria, es decir, la capa debe estar en condiciones de idealidad para ejecutarse de la manera más eficiente posible.

Menciona Juárez (2005), que el término suelo, es un término cuyo significado o interpretación varía de acuerdo a los profesantes que lo estén exponiendo y los respectivos intereses que se tengan en determinado campo. Por ejemplo, un geólogo define el suelo como el material resultante de la descomposición y desintegración de la roca por el ataque de agentes atmosféricos; mientras que un agrónomo lo define como la parte superior delgada de las rocas en que penetran las raíces de las plantas de donde éstas toman el agua y las sustancias necesarias para su existencia.

Sin embargo, para un ingeniero, el suelo deja plasmado todo tipo de material terroso, desde un terraplen de desperdicio, hasta areniscas medianamente cementadas o lutitas blandas. Quedan fuera de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios con un nivel de compactación muy alto, que no se suavicen o se disgreguen rápidamente por acción de estar en contacto con el ambiente.

Una capa delgada sobre la corteza terrestre la cual puede provenir de la desintegración o alteración, física o química de las rocas, de igual manera los

residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella interactúan es definido como suelo.

### **1.3.1. Formación de suelos.**

La corteza terrestre es impactada por dos factores importantes: el aire y el agua. Sin embargo, de acuerdo a estudios más recientes, se puede clasificar los ataques en dos grupos: desintegración mecánica y descomposición química. (Juárez, 2005)

Por desintegración mecánica, se da a entender que es la intemperización de las rocas por agentes físicos como son los cambios periódicos de temperatura, congelación del agua en juntas y grietas de las rocas, plantas y/o organismos que estén en contacto con éstas. Como consecuencia de estos factores se forman las arenas, arcillas y los limos.

El sol, al actuar sobre las rocas, calienta más a nivel exterior que en su interior, generando esto diferencias de expansión provando esfuerzos muy fuertes dentro de ésta llevándola a un rompimiento de la capa superficial y el desprendimiento de la misma; esto denominado proceso de exfoliación y se ve afectado de acuerdo a las alturas sobre el nivel del mar, estaciones del año y cada tipo de roca. Los cambios de temperatura generan más cambios en rocas ígneas como el granito, andesita y riolita que, en rocas blandas como caliza, travertino y dolomita, donde su composición son de granos gruesos constituidos de diversos minerales donde sus coeficientes de dilatación difieren unos de otros.

El agua en movimiento, también es un factor importante para la erosión de las rocas, ya que al ésta arrastrar o transportar los fragmentos de las rocas y provocar fricción de unos con otros haciéndolos que adquieren una figura redonda como son los cantos rodados de los ríos.

Por otro lado, el término de la descomposición química, se refiere a la acción de agentes que provocan modificaciones mineralógicas o químicas en las rocas donde el factor primordial es el agua. Los principales agentes son la oxidación, la carbonatación y la hidratación, de acuerdo con Crespo (2004).

La oxidación es la reacción química que se da en las rocas cuando recibe el agua pluvial, es cuando el oxígeno del aire en presencia de humedad reacciona químicamente produciendo dicho fenómeno. La roca cuando contiene hierro se puede observar el color pardo rojizo de algunas muestras.

La carbonatación es la reacción que el ácido carbónico provoca sobre las rocas que contienen fierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Las rocas ígneas son las que contienen en la mayoría de veces dichos elementos por esta razón se descomponen de esta manera. Un ejemplo claro de este ataque es la carbonatación de la ortoclasa que produce la arcilla denominada caolinita. Las calizas son muy reactivas por el ácido carbónico formando en ellas orificios por disolución.

También menciona Crespo (2004), que la hidratación es el efecto y accionar de una combinación de cuerpo y agua para formar hidratos, éstos son compuestos químicos que contienen agua en combinación. Químicamente, el agua se absorbe y se combina formando nuevos minerales.

Los agentes de intemperismo y sus acciones antes mencionadas, en la Ingeniería Civil son comúnmente conocidos como meteorización los cuales dan génesis a los suelos inorgánicos. Cuando se habla de meteorización se refiere exclusivamente a los cambios superficiales que los agentes atmosféricos producen en la superficie de las rocas, esta alteración determina los cambios internos en éstas que se presentan en forma de hidratación e incentivan que se formen otros nuevos minerales dentro de las masas pétreas, conservan su individualidad e identificación geológica.

### **1.3.2. Suelos residuales y transportados.**

Los suelos residuales son el producto, según Juárez (2005), de la interacción de los agentes de intemperismo los cuales pueden quedar en el lugar directamente sobre la roca de la cual se generó. Cuando estos productos son removidos del lugar de formación, por los diferentes agentes geológicos, son re depositados en una zona o área diferente. De esta manera se generan suelos que descansan sobre una estratigrafía diferente, sin relación directa; este tipo de suelos se les denomina suelos transportados.

En el medio ambiente existen numerosos agentes de transporte, por nombrar algunos de ellos como principales los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de aguas superficiales, los mares, la fuerza de gravedad, todos éstos actúan constantemente combinados.

El escurrimiento de agua en las laderas en combinación de colinas y montes y las fuerzas gravitacionales crean depósitos de talud al inicio de las elevaciones como

cerros, montañas, entre otros. Estos depósitos en la mayoría de los casos son sueltos y primordialmente son creados o compuestos por granulometrías grandes o gruesas.

Los torrentes pluviales crean escurrimientos que a su vez produce el arrastre de materiales de gran tamaño, éstos se depositan de forma paulatina y graduada a lo largo de los perfiles, esto depende mucho de las variaciones del trayecto ya que al decrecer la velocidad pierde su capacidad de acarreo, aquí es donde se ve que en las partes altas del trayecto la granulometría de los sedimentos es mayor y los depósitos próximos a la desembocadura predominan las partículas más finas como los limos y las arcillas.

### **1.3.3. Clasificación e identificación de suelos.**

Los suelos representados en la naturaleza tienen una complejidad amplia prácticamente la variedad es infinita. Por esta razón, la mecánica de suelos ha desarrollado diferentes sistemas de clasificación desde el principio, como primero por el incipiente conocimiento que sobre el suelo se refiere, la base de los criterios era fundada desde percepciones subjetivas del contacto que se podría llegar a tener. De esta manera nacen diversos sistemas de los cuales son basados en características granulométricas, tuvieron auge de manera significativa.

Claramente un sistema de clasificación, según menciona Juárez (2005), que intente cubrir actualmente las diferentes necesidades, debe estar cimentado en las propiedades mecánicas de los suelos, siendo esto de suma importancia para las aplicaciones ingenieriles. Esta clasificación debe ser totalmente cualitativa ya que

una estructura que constituyen relaciones cuantitativas y de detalle respecto a las propiedades mecánicas, sin duda, traería como consecuencia complicaciones en la aplicación práctica. Además, un sistema de clasificación debe ser apoyo para normar el criterio técnico en referencia al suelo en el que se esté o se vaya a trabajar, dando un conocimiento previo más profundo y extenso de las propiedades que lo componen. De esta manera se puede decir que una de las más importantes funciones de un sistema sería dar a conocer el mayor número de normativas, ya que partiendo de esto el técnico tendría una brecha abierta a profundizar su investigación direccionada a el cumplimiento óptimo y funcionamiento correcto de su proyecto.

#### **1.3.3.1. Identificación de suelos.**

Juárez (2005) además menciona que cuando de suelos se trata la problemática de identificación es de muy alta importancia para la Ingeniería Civil. En concreto, en cuanto a este trabajo concierne, es colocar en alguno de los grupos mencionado dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, respectivamente en el grupo en el que le corresponda según sus características. Al conocer el suelo e identificarlo en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas de éste, respectivamente las que del grupo que le corresponde, anteriormente se ha mencionado que la experiencia juega un papel de mucha importancia en la utilización que se pueda obtener de la clasificación. A continuación, se describe la identificación de suelos gruesos y finos:



#### A) Identificación de suelos gruesos.

Los materiales que son constituidos por granulometrías gruesas son identificados en el campo sobre una base prácticamente visual, ésta se extiende en una muestra seca de tierra sobre una superficie llana, de esta manera puede juzgarse aproximadamente de su graduación, tamaño de granos, forma y compuestos mineralógicos. Para identificar las gravas de las arenas se utiliza el tamaño  $\frac{1}{2}$  cm, lo que es equivalente, a la malla número 4, y con respecto a los contenidos de suelos finos parte de considerar que las partículas de tamaño que corresponden a la malla número 200 son las más pequeñas que se pueden distinguir a una simple vista.

Cuando se refiere a graduar el material se requiere de una experiencia basta para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los suelos mal graduados. Se puede adquirir esta experiencia, al comparar graduaciones promedio, con las que se obtienen en laboratorio, cada vez que haya oportunidad.

#### B) Identificación de suelos finos.

Haciendo referencia a Juárez (2005), la base principal de criterio para identificación de suelos finos en la práctica son la investigación de caracteres de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El aroma y el color del suelo ayudan precisamente en los suelos orgánicos. La unión de pruebas mencionadas se lleva a cabo en un muestreo de suelo cribado previamente por la malla número 40, en dado caso de no contarse con ella puede éste anteriormente someterse a un proceso manual que sea equivalente.

En la prueba de dilatancia, se forma una pastilla con el contenido de humedad necesario para que el suelo obtenga una consistencia blanda, pero no pegajosa, alternadamente se agita en la palma de la mano, golpeándola sólidamente contra la otra mano, manteniendo una presión en los dedos de tal manera que se contenga en la mano. Un suelo fino no plástico, con la anterior prueba obtiene una apariencia vítrea o de espejo mostrando el agua libre sobre la superficie, cuando se le agita, cuando los dedos ejercen la presión sobre la muestra el agua superficial se ausenta y la muestra se pone dura, lo que produce un desmoronamiento como un material frágil cuando se le aumenta la presión. Cuando el contenido de agua en la muestra es el ideal un nuevo agitado provocará que los fragmentos desmoronados vuelvan a construirse.

La consistencia de la pastilla, según Juárez (2005), cambia con la velocidad, al igual el agua que aparece y desaparece, define la intensidad con la que reacciona de igual manera también indica el comportamiento de los finos del suelo. En las arenas finas uniformes no plásticas (SP, SM) es muy típica a una reacción rápida y en algunos limos inorgánicos (ML), por ejemplo, el tipo polvo de roca; en tierras diatomáceas (MH) de igual manera se presenta. Cuando la uniformidad del suelo disminuye la reacción es menos rápida. Cuando en el suelo se presentan pequeñas porciones de arcilla coloidal éstas provocan algo de plasticidad al suelo, ocasionando que la reacción de éstos materiales se vuelva más lenta lo cual se presenta en suelos como limos inorgánicos y orgánicos levemente plásticos (ML, OL), en arcillas que contienen una porción alta de limos (CL-ML) y en bastantes arcillas del tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH-CH). En arcillas situadas en la línea A es típica una

reacción casi nula, en el caso de las arcillas orgánicas de alta plasticidad (OH) la reacción es similar.

Debido a la compactación de los suelos limosos, aun en mayor intensidad, de los arenosos, sometidos a la acción dinámica de los golpes contra la mano da como origen un fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra; el resultado de esta práctica es que reduce la relación de vacíos del suelo liberando a el agua de ellos. La relación de vacíos aumenta por el amasado posterior y el agua se integra de nuevo a los mismos. Los suelos que no sufren los efectos antes mencionados bajo cargas dinámicas son los arcillosos, por lo cual no producen una reacción.

La prueba de tenacidad se emplea sobre un suelo de consistencia suave parecido a la masilla. El suelo se maneja hasta formar un rollito de 3 mm de grosor o diámetro aproximadamente, el suelo se amasa y vuelve a rolar múltiples veces. La rigidez aumenta y se observa en el rollito a medida que el suelo se aproxima al límite plástico. Una vez que el límite plástico es sobrepasado las fisuras que se presentan en el rollito se integran de nuevo y se amasan ligeramente entre los dedos, hasta llegar al desmoronamiento final, según Juárez (2005).

De acuerdo a la altura en que se posicione el suelo de la línea A (CL, CH), se considera que es más rígido y tenaz el rollito próximo al límite plástico, de igual manera se observa la muestra al romperse entre los dedos debido a su rigidez, por debajo del límite plástico. Los suelos posicionados ligeramente sobre la línea A, como las arcillas glaciales (CL, CH), se establecen los rollitos de tenacidad media cercano de su límite plástico, la muestra no tarda en desmoronarse en el amasado, al disminuir su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la línea A (ML, MH, OL

y OH) desarrollan rollitos con baja tenacidad cerca del límite plástico, los rollitos se muestran muy débiles y con aspecto esponjoso, casi sin excepción en el caso de los suelos orgánicos y micáceos, que se posicionan muy por debajo de la línea A. De igual manera, en todos los suelos bajo la línea A, excepto los OH próximos a la misma, el material producto del manejo entre los dedos posterior al rolado, se observa suelta y fácilmente se desmorona, esto es cuando el contenido de agua es inferior que el que respectivo al límite plástico.

Cuando en el campo laboral se trabaje en zonas en que la humedad del ambiente sea casi constante, el tiempo que corra hasta que se logre el límite plástico, es una medida relativamente abrupta del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con un límite líquido del 70% y un índice plástico del 50% o, por otra parte, un OH con un límite líquido igual al 100% y con un índice plástico igual al 50% requieren de un tiempo más prolongado de manipulación para lograr llegar al límite plástico que una arcilla glacial de tipo CL. En limos con poca plasticidad del rubro ML, el límite plástico se logra muy rápidamente. Puesto que es para que las observaciones anteriores tengan coherencia, será oportuno iniciar todas las pruebas con los suelos en las mismas características de consistencia, es recomendable cerca del límite líquido.

Menciona Juárez (2005), que la resistencia de un suelo, secado previamente, al reventarse por presiones ejercidas por los dedos, es una muestra del carácter de su fracción coloidal.

Los limos ML o MH carentes de plasticidad no presentan en teoría ninguna resistencia en estado seco, por lo que sus muestras se desmoronan con bastante

facilidad, con muy poca presión digital; el polvo de las rocas y de la tierra diatomáceas son ejemplos comunes. Todos los suelos de baja plasticidad son los que presentan una resistencia baja en estado seco, ubicados bajo la línea A y de igual manera algunas arcillas inorgánicas con bastantes limos, ubicadas ligeramente sobre la línea A (CL). Se definen, generalmente, las arcillas del grupo CL por resistencias medias, en algunas cuestiones otros de los grupos CH, MH, es decir arcillas tipo caolín, u OH. Las cuales se localizan muy cerca de la línea A.

Gran parte de las arcillas CH poseen resistencias altas. Al igual que las CL localizadas muy arriba de la línea A. Suelos OH con un alto límite líquido y cercanos a la línea A también presentan altas resistencias. Las arcillas inorgánicas son conocidas por sus resistencias muy altas del grupo CH ubicada en lugares muy superior respecto a la línea A.

#### **1.3.4. Fases del suelo.**

De acuerdo con Juárez (2005), los suelos están conformados por tres fases que son: la fase sólida, la fase líquida y la fase gaseosa.

- La fase sólida, está compuesta por las partículas minerales del suelo, en esta se incluye la capa sólida adsorbida.
- La fase líquida del suelo, está conformada por el agua, ésta puede ser libre, específicamente, en los suelos se pueden encontrar otros líquidos con menor significación.

- La tercera fase, que es la gaseosa, se comprende en todo el aire, de igual manera están presentes otro tipo de gases como vapores sulfurosos, anhídridos carbónicos, entre otros.

El agua adsorbida posee una capa viscosa, ésta presenta propiedades que están entre la fase sólida y líquida, suele integrarse en esta última, ya que está propensa a desaparecer cuando el suelo es sujeto a una rápida evaporación o secado.

En lo que concierne a las fases líquida y gaseosa del suelo suelen componerse en el volumen de vacíos, por otra parte, la fase sólida estructura el volumen de los sólidos.

Se menciona que un suelo está totalmente saturado cuando cada uno de sus vacíos están llenados u ocupados por agua. Un suelo con esta composición, como caso particular, se dice que es conformada solo por dos fases, la sólida y la líquida, haciendo referencia a Juárez (2005). Los suelos que yacen bajo el nivel freático son totalmente saturados.

La materia orgánica se presenta en algunos suelos en diferentes formas y porciones; en las turbas está materia orgánica predomina y lo constituyen residuos de vegetales parcialmente en descomposición.

Desde el punto de vista de las propiedades mecánicas del suelo, el contenido de materia orgánica y capas adsorbidas son muy importantes, no es del todo apropiado considerarlos en la medición del peso y de los volúmenes relativos de las

tres fases principales del suelo, su influencia se adquiere en cuenta más fácilmente en las siguientes etapas del estudio de algunas propiedades del suelo.

En los laboratorios de mecánica de suelos, puede conocerse fácilmente el peso de las muestras con humedad, el peso de las muestras secadas al horno y así como el peso específico relativo de la masa de los suelos. Estas magnitudes no son las únicas en el que el cálculo es requerido, es importante obtener relaciones sencillas y prácticas, esto con la finalidad de poder medir algunas distintas magnitudes en relación de éstas. Estas relaciones de tipo volumétrico y gravimétrico son las más importantes para una aplicación sencilla y rápida de la teoría y su control debe considerarse importantísimo.

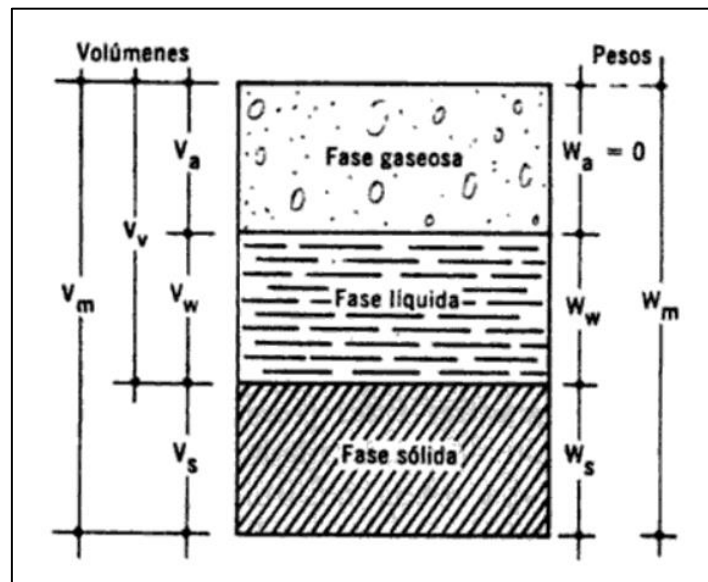


Fig. 1.1 Esquema de una muestra de suelo.

Fuente: Juárez; 2004: 52.

El significado de los símbolos es el siguiente:

$V_m$  = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).

$V_s$  = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos).

$V_v$  = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos).

$V_w$  = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua).

$V_a$  = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).

$W_m$  = Peso total de la muestra de suelo (peso de la muestra).

$W_s$  = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos).

$W_w$  = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua).

$W_a$  = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en mecánica de suelo.

### **1.3.5. Granulometría.**

El propósito del análisis mecánico o análisis granulométrica es determinar el tamaño de las partículas o granos que constituyen un suelo y fijar, en porcentaje de su peso total, la cantidad de granos de distintos tamaños que contiene.

El conocimiento de la granulometría y su composición, de acuerdo con Crespo (2004), de un suelo grueso es de utilidad para discernir el poder que pudiera tener la densidad del material a compactar o ya compactado. Este análisis hace total referencia a la cantidad de volumen en cantidades de porcentaje de las variedades en tamaño de las partículas que comprenden el suelo.



Existen diferentes procedimientos para obtener un conocimiento de la composición granulométrica de cada suelo. El tamizado es el proceso más empleado para clasificar por tamaños las partículas gruesas de suelo, sin embargo, cuando los granos finos aumentan el tamizado se torna un tanto más difícil, lo que lleva entonces a recurrir a procedimientos de sedimentación. Una vez que se conoce la composición granulométrica del suelo en cuestión, se tienen los datos suficientes para representarse gráficamente por medio de la llamada curva granulométrica.



Fig. 1.2 Mallas para el proceso de granulometría.

Fuente: [www.simas.ru](http://www.simas.ru); 2018.

### **1.3.6. Características plásticas del suelo.**

Partiendo de lo dicho por Crespo (2004), la propiedad que muestran los suelos de poder deformarse es conocida como plasticidad. Esta propiedad tiene un cierto límite sin romperse, por medio de esta característica es posible medir el comportamiento de los suelos en cada temporalidad. Esta propiedad se presenta en un grado variable en las arcillas, para determinar la plasticidad de un suelo se utilizan los límites de Atterberg, quien a los suelos coherentes los separó en cuatro estados de consistencia.

Los límites a los que se hace referencia son: límite líquido (LL), límite plástico (LP) y límite de contracción(LC).

Mediante estos límites se puede dar una antesala o idea del tipo de suelo en cuestión. Todos los límites de consistencia se definen empleando material que logra pasar la malla número 40. La diferencia de los valores de límite líquido y límite plástico concibe al llamado índice plástico del suelo. Los límites líquido y plástico están sujetos a la cantidad y tipo de arcilla del material, sin embargo, el índice plástico está relacionado generalmente a la cantidad de arcilla.

Cuando no es posible determinar el límite plástico de un suelo se le denomina como no plástico (NP); el índice plástico en este caso se dice que es cero. Entonces el índice de plasticidad define el rango de humedad a través del cual los suelos que poseen cohesión tienen propiedades de un suelo plástico.

De acuerdo a Atterberg, citado por Crespo (2004), cuando un suelo es poseedor de un índice plástico igualado a cero, este suelo es no plástico; pero

cuando el índice plástico está en un rango entre 7 y 17 se define al suelo como medianamente plástico, y cuando un suelo arroja un índice plástico mayor a 17 se le conoce o define como altamente plástico.

De acuerdo a Crespo (2004), citando a Arthur Casagrande, cuando se comparan suelos de igual límite líquido y con un índice de plasticidad que aumenta la compresibilidad es igual, la constante de permeabilidad decrementa, la tenacidad próxima del límite plástico aumenta y de igual manera su resistencia en seco.

Cuando se comparan suelos de igual índice plástico con límite líquido que se aumenta, de igual manera la compresibilidad aumenta, la constante de permeabilidad también incrementa y la tenacidad próxima del límite plástico con la resistencia en seco disminuye.

#### **1.4. Estudio de Mecánica de Suelos.**

El estudio de mecánica de suelos es la presentación de la estratigrafía de un material en campo. Por lo que requiere de una serie pruebas para conocer sus propiedades físicas como la permeabilidad, resistencia al corte, resistencia en estados seco, tipo de suelo, si es cohesivo o no cohesivo, entre otros.

##### **1.4.1. Muestreo.**

Durante un proyecto civil, es necesario conocer las condiciones del terreno donde la estructura será apoyada, aparte de las condiciones del suelo, se requiere conocer las posibles fuentes y propiedades del terreno natural.

Conocer las propiedades del suelo ayuda a tener un mejor panorama y prever los posibles problemas o cuestiones que se pudieran generar. Una vez conocidos

estos factores los diseños propuestos salvarán las necesidades de seguridad y economía de la infraestructura.

Es de fundamental importancia desarrollar una adecuada exploración y muestreo de la superficie de interés, un estudio de mecánica debe asegurar que toda el área del terreno sea estudiada para evitar discrepancias una vez que la obra esté avanzada.

Para poder determinar las propiedades mecánicas de un suelo en laboratorio se requiere contar con muestreos correctamente extraídos del área de trabajo. Estos deben estar bien empaquetados y cubiertos debido a que es de suma importancia la humedad original que poseen.

Es necesario que la muestra la extraiga una persona especializada, o bien, que sea supervisada correctamente por alguien con mayor experiencia debido a que la profundidad del sondeo, la forma del corte del cubo, como se muestra en la figura 1.3, requiere de especificaciones ya estipuladas. El muestreo se debe de hacer rápida y eficazmente para no generar pérdidas de humedades o alteraciones en la misma. El cubo de material se envuelve de tal manera que el viento, el sol, entre otros agentes, no lo afecte y se deposita en una hielera o un termo aislante, se marca la parte superior de la muestra para que en el laboratorio se calcule de acuerdo a la estratigrafía del lugar. Dentro del aislante es necesario, en cada una de las caras del cubo, se coloque del mismo material con la finalidad de que amortigüe algún golpe durante su traslado.



Fig. 1.3 Toma de la muestra.

Fuente: Propia; 2018.

Cabe mencionar que el resultado del estudio del material extraído es únicamente exclusivo para ese tipo de suelo y área trabajada, no se recomienda basar los datos de ese estudio para alguna zona próxima de trabajo donde se hizo el sondeo ni estimar o promediar datos con el mismo, ya que a diferencia de unos metros la estratigrafía puede variar abismalmente.

Las muestras son clasificadas en dos categorías que dependen de la alteración que son sujetas al ser extraídas de su posición original: muestras alteradas y muestras inalteradas.

- Muestras alteradas: son aquellas muestras que sufren una alteración, no representan de forma real las propiedades de permeabilidad y resistencia del suelo. Generalmente, son usadas para procesos de caracterización e identificación del suelo.
- Muestras inalteradas: son aquellas obtenidas que hacen uso de técnicas en las que es posible conservar la estructura original del material, sin embargo, es necesario tener en cuenta que una muestra, inevitablemente al ser retirada, sus condiciones naturales pueden sufrir cualquier tipo de alteración o de remoldeo. Estas muestras permiten realizar todos los ensayos necesarios para evaluar las condiciones de resistencia, comportamiento y la humedad natural del suelo.

#### **1.4.2. Determinación de peso volumétrico seco suelto.**

En esta prueba se pretende establecer cómo están distribuidas las partículas que pertenecen al suelo en proporcionalidad a la masa que se encuentra separada en las mallas. Mediante esta prueba, es importante calcular los porcentajes en los que se distribuye el suelo y así clasificar con la curva granulométrica el material al que se le emplea.

#### **1.4.3. Determinación de la composición granulométrica.**

Determinar la composición por tamaños granulométricamente son lo que permiten estas pruebas, determinar las partículas que lo conforman para la implementación en terracerías, el suelo pasa por diferentes mallas y aberturas características de acuerdo al número de las mismas. El posicionamiento de las

mallas se establece de la mayor a la menor, esto es, de acuerdo a la abertura de las mismas, de esta manera se logra separar el suelo de acuerdo al diámetro de los diferentes granos que lo constituyen, posteriormente se separan los moldes en los que las mallas y el suelo ya cribado se retuvo. Se calcula el porcentaje respecto al total de la muestra y se determina de igual manera el porcentaje de suelo que pasa a través de cada malla.

Retomando lo dicho por Crespo (2004), para los suelos gruesos, el procedimiento se plantea a continuación: con la muestra extraída del campo, se divide en pedazos cuyo peso sea de 5 kg a 10 kg, de los cuales se retirarán aparte aproximadamente 3 kg de suelo para posteriormente introducirlo en los moldes separados con las mallas. Se recuerda que las mallas para el cribado correcto son en orden descendente.

Una vez la muestra de suelo depositada en el molde superior se comienza el agitado para que las partículas de suelo comiencen a colisionar y de igual forma a separarse por el paso entre las mallas. Este ejercicio se puede llevar a cabo de forma manual agitando con ambas manos, rigurosamente, los moldes en los que el suelo está depositado. Existen también mecanismos con un grado de sofisticación mayor, en los que se les es implementado un motor y banda unidos a una superficie plana en la que los moldes se depositan, en la parte superior contienen unas rondanas que sirven para sujetar los moldes y de esta manera no se vea en peligro la muestra de perderse. Una vez sujetos los moldes en el mecanismo, se enciende y comienza una vibración rigurosa lo cual hace que sea en menor tiempo y más eficiente el cribado.

Cuando el material ya ha sido separado se desensamblan los moldes y se inicia el análisis del suelo. Se pesa cada una de las porciones separadas, se lleva el registro anotando los pesos en las hojas de anexos del laboratorio, de acuerdo con el autor antes mencionado.

El procedimiento para suelos de granos finos, se describe a continuación: del suelo que ha logrado pasar la malla número 4 se toman 500 gramos de la muestra. En orden descendente se colocan las mallas de los suelos finos. Lo siguiente es depositar el suelo en la primera malla del tamizado.

Se provoca la vibración de las mallas en los tamices para que exista el movimiento suficiente y los diferentes granos del suelo puedan separarse óptimamente. Al concluir esta acción, el suelo se habrá separado, se retirarán los tamices con el suelo correspondiente, posteriormente se pesa el suelo de cada tamiz y se registran los pesos en cada hoja del anexo.

Cuando del análisis por lavado se trata, se obtiene una porción del material que pasa por la malla número 4, aproximadamente 500 gramos de suelo seco se toman, éste se deposita en una charola con el fin de saturarlo con agua hasta quedar cubierto. Este suelo saturado se deja reposar durante 24 horas. Una vez transcurridas las 24 horas, se lleva a cabo el lavado a través de la malla número 200, proceso que se lleva a cabo de la siguiente manera: con un instrumento de punta se agita rigurosamente el material para producir un movimiento que cree suspensión del suelo en el fluido. Se deja reposar 30 segundos una vez transcurrido el paso anterior, concluido este tiempo se vierte sobre la malla número 200. Al material que se



encuentra en la malla, se le agrega la suficiente agua para continuar con el lavado, esta acción se emplea hasta que el agua salga limpia.

El material que no logre pasar la malla número 200 es depositado en una charola que posteriormente se introduce en el horno para retirar la humedad que puede existir en este suelo. Cuando este material esté libre de agua se procede a realizar el tamizado por las mallas número 10, 20, 40, 50, 100 y 200.

Por último, cuando el material haya pasado por todas las mallas se realiza el cálculo de granulometría, siempre tomando en cuenta el material que se eliminó por el lavado que crea una diferencia en los pesos.

Para conocer el porcentaje de suelo más fino que pasa por las diferentes mallas se obtiene por el cálculo de peso acumulado del material que pasa por las mismas, a este porcentaje se le divide el peso seco de la muestra completa utilizando el análisis mecánico combinado.

Para obtener el porcentaje de grava G (%) se obtiene restando al 100% de la muestra completa lo que pasa por la malla número 4. Para los finos F (%) es el material que pasa la malla número 200. Para las arenas S (%) será la diferencia de la suma del porcentaje de las gravas y de los finos con respecto al 100% de la muestra.

#### **1.4.4. Determinación de la humedad natural.**

Crespo (2004), menciona que en esta prueba se logra determinar el contenido de agua en los suelos para terracerías, la finalidad de este es, la obtención de una idea cualitativa de su consistencia o de su comportamiento hipotético. Esta prueba consiste en secar una muestra de suelo en un horno, posteriormente, determinar el

porcentaje de los cuerpos de agua en el mismo, con relación a la masa de los sólidos.

#### **1.4.5. Determinación de los límites de consistencia.**

Según Crespo (2004), las características de plasticidad de la porción de los materiales para terracerías que logran pasar la malla número 40 son lo que estas pruebas permiten. Los resultados de esta prueba se utilizan para la identificación y clasificación de los suelos. Estas pruebas constan en obtener el límite líquido, esto es, el contenido de agua que es necesario para que el suelo plástico adquiera una resistencia al corte de 2.45 kPa o 25 grs/cm<sup>2</sup>; éste es considerado como la línea que delimita entre los estados semilíquidos y plásticos.

El contenido de agua para el cual un rollito se rompe o se fractura en tres partes al lograr un diámetro de 3 mm es el límite plástico. Éste se conoce como la frontera que separa a los estados plásticos de los semisólidos. Se calcula el límite plástico con la diferencia entre los límites líquido y los límites plásticos. Con esta práctica se busca obtener la característica de plasticidad del suelo que logra pasar la malla número 4, estos resultados, nos facilitan la identificación y clasificación de los suelos finos, de igual manera se logrará determinar los límites y las contracciones de los materiales, para esto el material debe tener las siguientes características:

De la muestra de suelo que se obtiene de campo se toma una cantidad la cual se seca a temperatura ambiente y se disgrega. Una vez seco el material se criba y se pasa por la malla número 40, se toman 300 gramos aproximadamente de material para verterlo en una cápsula la cual se pesa. Se le agrega agua a ésta y se mezcla

hasta crear una masa pastosa homogénea. Se deja reposar la muestra durante 24 horas para que la pasta obtenga la humedad correspondiente.

Para la obtención del límite líquido del material que se encuentra con humedad se obtiene de la siguiente manera: se toma una porción de la muestra húmeda y es colocada en la copa de Casa Grande para la determinación de los diferentes tipos de humedades. (Crespo, 2004)

Esta prueba se lleva a cabo mediante tanteos de esta manera se garantiza la obtención de humedades de cada uno. Los golpes a seguir para los tanteos deben estar entre los rangos de 15 a 20 golpes, 20 a 25 golpes, 25 a 30 golpes y 30 a 35 golpes. Para comenzar con los golpeteos se coloca la masa del material en la copa y se abre por la mitad de la misma, el material, creando una cavidad que de acuerdo a los golpes ayudará que visualmente sea más fácil identificar la deformación.

La copa de Casgrande tiene una manivela que se gira para producir los golpes, éstos deben ser a una velocidad de 2 revoluciones por segundo. Estos golpes deben ser cuantificados cada vez que la copa cae. Mientras los golpes se van efectuando no se debe perder de vista la muestra en la copa ya que el golpeteo finaliza cuando la ranura en el material sea cerrada aproximadamente por la mitad. Una vez realizada la prueba en la copa se deposita 10 gramos aproximadamente de material golpeado. Se seca el material por 24 horas. Se realiza la misma maniobra para cada una de las pruebas en la copa.

Para la determinación del límite plástico de un material que se encuentra húmedo se toman en cuenta las especificaciones a continuación:

Se utilizan 15 gramos del suelo con humedad y se amasan. Se hacen rollitos de 3 mm de diámetro cuidadosamente, se puede apoyar en una placa de vidrio. Para saber si la humedad que se requiere es la ideal a cada uno de los rollitos se le ejerce cierta presión, si se deforma sin cuartearse esto significa que cuenta con la humedad dentro de un rango plástico por lo que se requerirá de más material seco, al aplicarle de nuevo la presión, si se presenta una grieta esto significa que tiene la humedad deseada.

Al tener los rollitos se colocan en un recipiente pequeño, se pesan para posteriormente ponerlos a secar y pierdan su humedad. Se vuelven a pesar una vez que hayan perdido su humedad para así determinar el contenido de humedad de los rollitos. Se debe realizar tres veces este procedimiento para así promediar y poder evaluar el límite plástico.

#### **1.4.6. Determinación de límite de contracción.**

De acuerdo con Crespo (2004), en esta práctica se tiene como objetivo la obtención del límite de contracción, el cual se calcula mediante los siguientes pasos: se comienza obteniendo el material sobrante de la prueba del límite líquido.

El material obtenido se coloca en una cápsula que se pesa posteriormente, se cubre su interior con una capa aceitosa. Para llenar esta cápsula no se debe colocar todo el material inmediatamente sino en tres capas, al final de cada capa es necesario dar unos ligeros golpes para que el material se compacte de esta manera se intenta expulsar el aire que pueda estar en la muestra, al llegar a la última capa debe quedar rasado a la superficie de la cápsula. Se pesa.

La cápsula se debe secar a temperatura del ambiente hasta que su color cambie a un color más claro, esto es necesario para que el material no se agriete, como siguiente se introduce a un horno durante 24 horas. Una vez el tiempo transcurrido, se retira del horno, se pesa, este peso proporciona el dato de la muestra en seco.

Se deposita mercurio en una cápsula de porcelana o bien un recipiente de vidrio y se prosigue a engrasarlo. Es depositado un vidrio sobre la superficie engrasada y se presiona rigurosamente para que salga del recipiente, el aire encapsulado. Lo que queda por fuera del mercurio es pesado, este dato que se obtiene del pesado anterior es dividido entre el peso del mercurio de esta manera se determina el volumen de la pastilla. El peso del mercurio es considerado de 13.56 ton/m<sup>3</sup>.

#### **1.4.7. Determinación de la contracción lineal.**

El autor antes mencionado dice que se realizará en esta prueba también con el material sobrante de la práctica del límite líquido. En un molde engrasado se deposita este material, mezcla de suelo y agua, el cual evitará que el material se adhiera a las paredes del mismo.

El material se coloca en tres diferentes capas, se golpetea para sacar el aire. Es engrasado con una espátula. Se deja para que se seque a temperatura ambiente el molde por 12 horas. Una vez que esté seco, se deposita en el interior del horno por 24 horas. Transcurrido el tiempo se saca del horno, es pesado y se mide la longitud de la barra del material seco, también es medida la longitud interior del molde.

Los datos arrojados son capturados en el formato correspondiente para en seguida realizar los cálculos pertinentes. Una vez hechos los cálculos se clasifica el material utilizando la carta de plasticidad del SUCS, como se muestra en la figura 1.4.

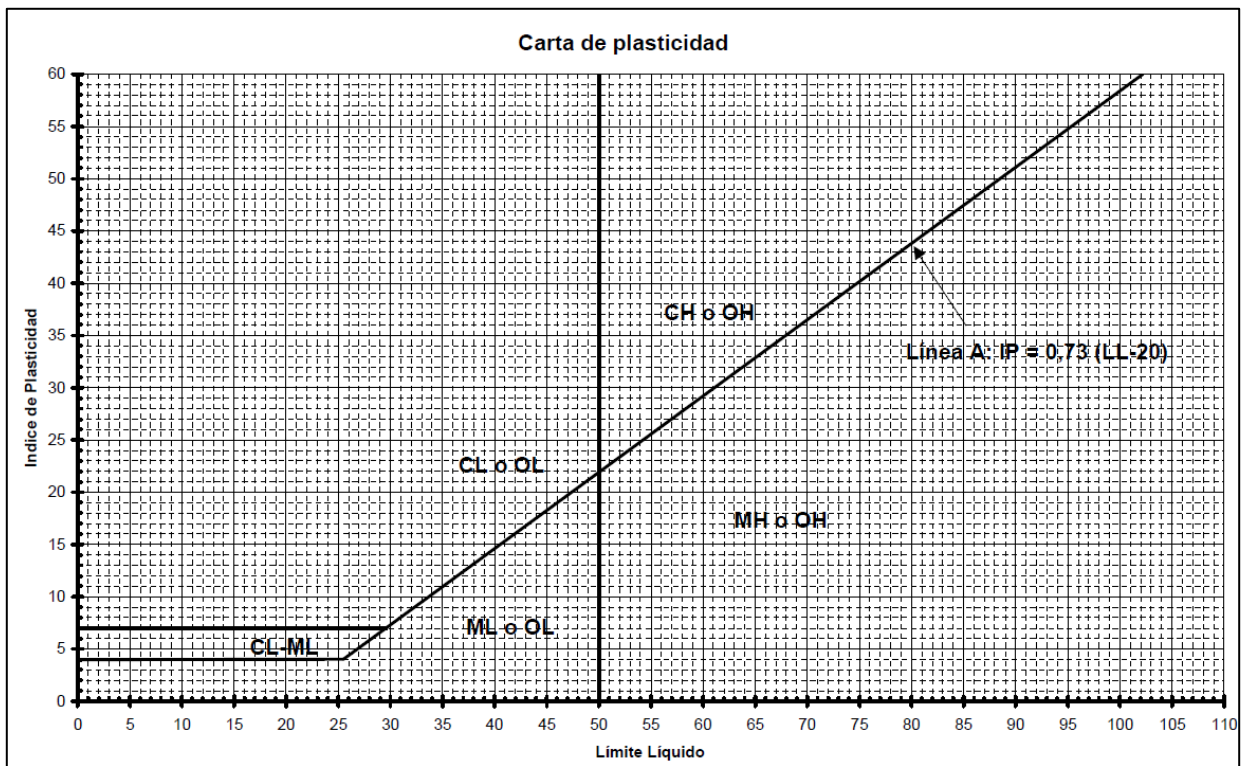


Fig. 1.4 Carta de plasticidad.

Fuente:

<https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Carta%20de%20Plasticidad.pdf>;

2018.

#### 1.4.8. Determinación de la densidad de sólidos.

En la mayoría de los cálculos que acompañan a las pruebas de laboratorio, la gravedad específica es empleada, igualmente se utilizan para la identificación de

minerales. La mayoría de las veces su valor es delimitado para finalidades de identificación de suelos ya que tiene fronteras dentro de un intervalo. (Crespo, 2004)

Para esta prueba se determina la densidad de los sólidos ( $S_s$ ) que existe en la muestra del suelo. Son colocados aproximadamente 200 ml de agua en el matraz y posteriormente se pone a calentar mediante el proceso conocido como baño maría hasta que obtenga una temperatura de entre 55 a 60 grados centígrados.

Con agua se llena el matraz hasta que el fondo del menisco de calibración alcance la marca del matraz y este quede por debajo del menisco. Se toma el peso y la primera lectura de temperatura del agua adentro del matraz, se deja enfriar el agua dentro del matraz para así determinar las lecturas con decrementos de un grado centígrado, esto se emplea hasta tener una temperatura menor a 20 grados centígrados.

Una vez obtenidas las lecturas de las temperaturas y el peso del matraz se grafican los valores tomando en el valor de las abscisas el rango de temperatura y en las ordenadas el valor de los pesos.

#### **1.4.9. Determinación de la gravedad específica.**

En suelos no plásticos o inertes, según Crespo (2004), para determinar la gravedad específica, se emplea el siguiente procedimiento:

Se toman 50 gramos de suelo seco que se criban por la malla número 40 al finalizar esto, 50 gramos se colocan en un matraz seco, se le vierten 200 ml de agua destilada. Se calienta el matraz por medio del proceso de baño maría para eliminar el

aire que se encuentra en el suelo, esto hasta que ya no se presenten burbujas en la superficie del agua.

Una vez retirado el aire del material se toman las medidas del matraz. Se toma la temperatura del agua dentro del mismo, se localiza en la gráfica de calibración correspondiente al matraz empleado, si es positivo se toma el peso y la temperatura del matraz aforando con agua más suelo. Se anota el registro.

En suelos arcillosos o plásticos, para determinar la gravedad específica, se obtiene de la siguiente manera, de acuerdo a lo dicho por Crespo (2004):

Son colocados 50 gramos de suelo seco ya cribados por la malla número 40 en un recipiente para formar una pasta maleable, posteriormente se coloca dentro del matraz seco, se le agregan 200 ml de agua. Es necesario retirar el aire calentando el matraz por medio del proceso de baño maría hasta que no se presenten burbujas en la superficie del agua.

Se toman las medidas del matraz e inmediatamente se toma la temperatura del agua dentro de éste, se debe cerciorar que se encuentre dentro del intervalo de la gráfica de calibración correspondiente al matraz que se está utilizando, si es positivo se toma el peso y la temperatura del matraz aforando con agua más suelo y se anotan los datos.

Al obtener los datos, la mezcla del agua y del suelo, son depositados en una charola de evaporación empujando al matraz para que sean recuperadas las partículas del suelo. De igual manera es depositado una charola al fuego para



eliminar el agua de la mezcla y así conocer el peso del suelo que verdaderamente se utilizó en la prueba.

#### **1.4.10. Cálculo del peso específico relativo.**

Menciona Crespo (2004), que se emplea la siguiente fórmula para la realización del cálculo del peso específico relativo de la muestra de suelo.

$$S_s = \frac{W_s}{W_s - W_1 + W_2}$$

Donde:

$S_s$  = Peso específico relativo de la muestra de suelo.

$W_s$  = Peso seco de la muestra de suelo.

$W_1$  = Peso del matraz más suelo más agua.

$W_2$  = Peso del matraz con agua hasta la marca de aforo, obtenido de la gráfica de la calibración del matraz utilizando la temperatura de  $W$ .

#### **1.4.11. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.**

El presentador de este sistema fue Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación que propuso en 1942 para aeropuertos. En la tabla 1.1 se presenta la clasificación del SUCS. En esta tabla se puede observar los suelos compuestos de partículas gruesas y partículas finas que son distinguidos mediante el cribado del material por la malla número 200. Los correspondientes a suelos gruesos a los retenidos en dicha malla y los finos a los que pasan, de esta manera se define un suelo grueso si más del 50% de las

partículas son retenidas en la malla número 200, por otra parte, si más del 50% de las partículas pasan esta malla se trata de un suelo fino.

Cada suelo tiene asignado un símbolo de grupo. Cada símbolo de cada grupo se conforma de un prefijo y un sufijo, donde los sufijos son las iniciales del nombre en inglés de los seis principales tipos de suelos que son: G (gravel en inglés) para las gravas, S (sand en inglés) para las arenas, M (mud en inglés) para limos, C (clay en inglés) para las arcillas, O (organic en inglés) para suelos orgánico de grano fino y turba; y los sufijos indican subgéneros en los grupos antes mencionados.

<i>Tipo de suelo*</i>	<i>Permeabilidad</i>	<i>Resistencia a la tubificación</i>	<i>Resistencia al cortante</i>	<i>Compresibilidad</i>	<i>Susceptibilidad al agrietamiento</i>		<i>Susceptibilidad a la licuación</i>	<i>Manejabilidad</i>
GW	Permeable	Alta	Muy alta	De baja compresibilidad siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente. Su compactación es fundamental	No susceptible al agrietamiento		No susceptibles a la licuación cuando están bien compactados.	Muy buena
GP	Permeable a muy permeable	De alta a media	Alta					Muy buena
SW	Permeable	Alta a media	Muy alta					Muy buena
SP	Semipermeable a permeable	Baja a muy baja	Alta					De buena a correcta
GM	Semipermeable	Alta a media	Alta	Compresibilidad baja si más del 60 por ciento del material es grueso (tamaño superior a la malla No. 4). Si el material contiene menos de 35 por ciento de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos.	Mediana a alta	Control de humedad de compactación muy importante	Media si mal compactados	Muy buena
GC	Impermeable	Muy alta	Alta				Baja	Muy buena
SM	Semipermeable a impermeable	Media a baja	Alta		Mediana a alta		Muy susceptible si mal compactados	Buena a correcta
SC	Impermeable	Alta	Alta a media		Mediana a baja		Muy baja	Buena a correcta
ML	Impermeable	Baja a muy baja	Media a baja	Los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación.	Muy susceptibles; deben colocarse con alto grado de saturación		Media a alta si mal compactados	Correcta a muy pobre
MH	Muy impermeable	Media a alta	Baja				Muy baja	Buena a correcta
CL	Impermeable	Alta	Media		Mediana a alta		Media a alta si mal compactados	Pobre a muy pobre
CH	Muy impermeable	Muy alta	Baja a media				Muy baja	Muy pobre
OL	Impermeable	Media	Baja				Muy baja	Correcta a pobre

Tabla 1.1 SUCS

Fuente: Crespo, 2004: 90.

#### **1.4.12. Prueba de compresión triaxial rápida.**

Para esta prueba, menciona Crespo (2004) que la muestra de suelo es depositada al interior de una cámara llena de agua con una cierta presión inicial ( $\sigma_3$ ), posteriormente es aplicada una sobrecarga que lleva a la muestra a un esfuerzo máximo. Con los datos arrojados se traza una curva esfuerzo – deformación y también los círculos de Mohr, estos resultados nos indican las características esfuerzo – deformación y de igual manera por medio de la teoría de capacidad de carga es obtenida la capacidad de carga admisible de ese suelo.

De acuerdo a esta práctica se obtienen los parámetros del suelo y la relación esfuerzo – deformación determinando de esta manera el esfuerzo cortante. Tras realizar tres pruebas se determina un gráfico que plasma los círculos de Mohr dando a conocer los esfuerzos de falla de cada muestra, traza una tangente a éstos, son determinados los parámetros del ángulo, la fricción interna y la misma cohesión.

Se hacen cilindros de la muestra original con un dimensionamiento de 3.6 cm de diámetro y con 9 cm de alto. Al estar lista la probeta se toman las dimensiones específicas en el formato y se pesan. Se anotan los datos.

Se le pone talco al aislante de látex para facilitar la utilización de éste y de igual manera no afecte a la prueba. Se procede a armar la cámara de compresión triaxial con la prueba ya aislada en su mesa de soporte. Es depositada el agua en la cámara, es colocado el marco de compresión y se aplica la presión de confinamiento, esto es, por medio de aire comprimido. Se deposita el micrómetro de deformación en

el soporte de la cámara que se apoya en el marco y su carátula se ajusta a cero. Se prosigue a aplicar la carga a una velocidad de presión de 1 mm/min.

Son registradas las lecturas que simultáneamente se dan del anillo de carga y del micrómetro de deformación, se toman de base las lecturas del micrómetro de deformación. Las lecturas se dejan de registrar cuando el anillo de carga comience a presentar lecturas inferiores a la carga aplicada y se mantenga constante por cuatro lecturas. Al obtener las lecturas del anillo de carga y del micrómetro de deformación se continúa a desarrollar los cálculos apoyándose en el formato que corresponde.

#### **1.4.13. Prueba de consolidación unidimensional.**

De acuerdo con Crespo (2004), la finalidad de esta prueba es poder determinar el decremento del volumen y la velocidad con la que se produce este mismo decremento. En un espécimen de suelo confinado lateralmente en un anillo con una deformación igual a cero y sujeta a una carga axial, será la máxima esta carga que la estructura conduzca al suelo, así se permite definir la cantidad de deformación final que el suelo tendrá.

El objetivo de esta práctica, es determinar la velocidad y el asentamiento que presenta la muestra de suelo cuando está sujeta a múltiples incrementos de carga.

Los pasos para esta prueba son los siguientes: son registrados los datos de los diámetros y pesos del anillo de deformación que se emplearán. Se labra el anillo de la muestra virgen utilizando cuchillos o navajas. Se pesa la muestra y se lleva el registro. Se prepara el material para producir la prueba de densidad de los sólidos ( $S_s$ ) dentro de las celdas de consolidación se coloca la muestra con piedras porosas

y el papel filtro para posteriormente colocarla en el marco de carga. Cuando la muestra se encuentra en el marco de consolidación éste se equilibra y se deposita el cronómetro de tal forma que marque cero en la primera lectura.

Para dar inicio a la prueba, se colocan incrementos de carga por periodos de tiempo de 8 horas tomando las lecturas en los tiempos que el formato marca correspondientemente. Al terminar el proceso de cargas se debe iniciar ahora el proceso de descarga, el cual consta en disminuir la carga agregada en un principio.

Para iniciar la prueba de descarga, el registro se toma de la deformación existente y se continúa con las lecturas de descarga en lapsos de 10 a 15 minutos. Al finalizar este proceso de descarga se desmonta el equipo, es pesada la muestra de suelo y se seca. Todo es llevado en un registro de datos correspondientes.

Una vez finalizado el vaciado de datos se debe calcular y trazar las curvas de compresibilidad que comprenden a la muestra.

Con base a la normativa vigente para estudios geotécnicos, son tomados estos procedimientos de prueba de las instituciones normativas a continuación: SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transporte), Manual de pruebas geotécnicas del IMTA (Instituto Mexicano de la Tecnología del Agua), AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y ASTM (American Society for Testing and Materials).

## CAPÍTULO 2

### MUROS DE CONTENCIÓN

En este capítulo se definirá detalladamente el concepto de muro de contención junto con sus generalidades básicas, además de las partes en las que está conformado y los tipos y formas que existen; los empujes y/o presiones que se ejercen sobre éstos. Asimismo, las teorías necesarias para el estudio del comportamiento de las fuerzas que se ejercen y cómo afectan para el diseño de tal; los materiales necesarios empleados para resistir estas cargas sin que falle éste.

#### **2.1. Concepto de muro de contención.**

Un muro de contención es un conjunto de elementos que conforman una estructura sólida construida a base de mampostería y concreto armado que trabaja a flexión por la retención de los empujes horizontales de diferentes suelos; sólidos, granulados y líquidos. La principal función de esta estructura es sostener o disminuir los empujes horizontales debido al suelo, agua y vientos en las líneas de comunicación terrestre, fluviales, oleajes, aludes y erosión en las riberas, de acuerdo con SAGARPA (2018).

“Un muro de sostenimiento de tierras es una estructura permanente y relativamente rígida, de mampostería, concreto o de celosías, que soporta una masa de suelo. Esta estructura, con su empinado parámetro, sustituye al suave talud natural de la tierra, para dejar espacio aprovechable, ya sea en un corte para una carretera o ferrocarril o dentro y alrededor de los edificios y en construcciones por debajo del nivel del terreno.” (Sowers, 1972; 433)

“Los muros son obras destinadas a la contención de tierras en general. En particular pueden contener granos, agua, etc. Como resulta evidente en los muros que se encuentran a la intemperie, la lluvia se filtra a través de la tierra entonces el muro pasa a sostener los efectos dados por la tierra y por el agua, por lo que habrá que tener en cuenta este factor en cuanto a su cálculo.” (Barros, 1974; 11)

Como en realidad son múltiples los casos en que se requiere la construcción de muros y cada uno de éstos es particular supone su estudio basado en lo que se explicará en este capítulo.

## **2.2. Estructura de un muro.**

De acuerdo con Barros (1974), las partes principales y esenciales plasmadas en un muro de retención de suelo son la corona, el alzado, el trasdós, la puntera, el talón y el tacón para los muros construidos a base de concreto armado. Para un muro de concreto en masa o de mampostería, la corona es la componente esencial y la única, el intradós o también llamado parámetro externo, el parámetro interno conocido también como trasdós, debido a que el material empleado cambia de acuerdo a las exigencias del proyecto.

Es importante mencionar que dichos componentes pueden fluctuar de muro a muro dependiendo los requerimientos del diseño partiendo de los factores externos como son el terreno, el nivel del agua y de igual manera los factores internos como el material con el que se edifica el muro, ya que es importante conocerlos y estudiarlos para saber el funcionamiento y cómo intervienen en el diseño del muro.



En la figura 2.1 y 2.2 se muestra dónde se ubican los componentes ya mencionados en el caso general, tanto del muro de concreto armado como en el de concreto en masa o mampostería.

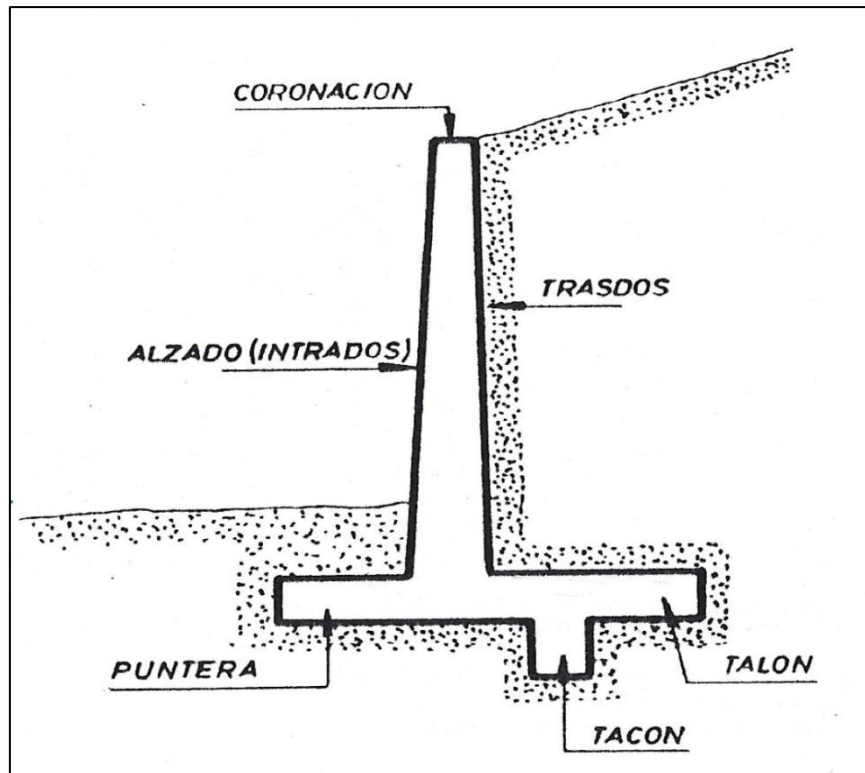


Fig. 2.1 Tipo clásico de muro de concreto armado.

Fuente: Barros; 1974: 12.

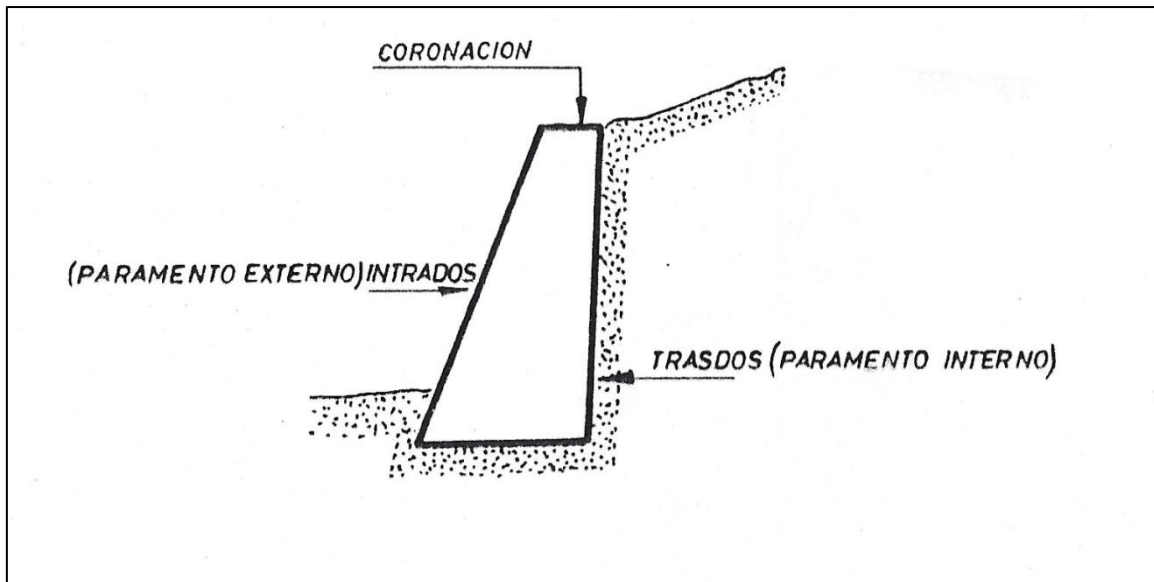


Fig. 2.2 Muro de concreto en masa o mampostería.

Fuente: Barros; 1974: 13.

### 2.3. Tipos de muros de contención.

La clasificación, de acuerdo con Merrit (2008), consta de tres diferentes categorías para los muros de retención, los cuales son:

- Muros de gravedad de concreto.
- Muros de retención en voladizo o ménsulas.
- Muros de contrafuerte.

Cada uno de estos muros antes mencionado son establecidos en diferentes criterios de diseño y de igual manera mandados a diferentes situaciones. De acuerdo a la utilidad que se le va dar se selecciona el que se acople a los requerimientos del diseño y trabaje de manera congeniada con el suelo.

### **2.3.1. Muros de gravedad de concreto.**

Estos muros son lo que contienen los empujes por medio de su peso propio, se encuentran dentro de un rango económico considerable para alturas no mayores de 4.5 metros. En referencia a su sección transversal, éstos pueden ser de diferentes formas. Los materiales pueden ser de mampostería, de ladrillo o de concreto ciclópeo. En cuanto a la estabilidad se trata de este tipo de muros es cubierta solamente con el peso propio del mismo, por lo tanto, se solicitan grandes dimensiones proporcionales a los empujes. El dimensionamiento de la base, en estos muros, parten de 0.43 de su altura, haciendo referencia a Crespo (2004).

### **2.3.2. Muros de contención en voladizo o ménsulas.**

En este tipo de muros, el mismo es capaz de resistir los empujes laterales de la presión del suelo por la acción en voladizo de un tallo vertical y una base trazada al horizonte. Los muros en voladizo son más accesibles económicamente para alturas de entre 3 y 6 metros. Para muros de menor dimensión vertical, los muros de gravedad suelen ser más económicos, para muros con mayores alturas los contrafuertes pueden ser una mejor opción. La fuerza actuante en el tallo, por lo general, es la presión lateral del suelo y de igual manera incluye el efecto de la acción de congelación, de acuerdo con Merrit (2008).

Crespo (2004) también menciona, que estos muros son aquellos que trabajan con una trabe en voladizo, unidos a una zapata inferior.

### **2.3.3. Muros de retención con contrafuertes.**

De acuerdo con Merrit (2008), los amarres entre el tallo vertical de un muro y su basen son denominados como contrafuertes. Son orientados de lado de tierra del tallo y, en otros términos, son voladizos cuneiformes. Los muros, de contrafuertes, son accesibles económicamente para alturas en los que los muros de gravedad y en voladizo son insuficientes, alturas mayores de 6 metros. La cara vertical es capaz de resistir la presión lateral del suelo como una losa continua que descansa en los contrafuertes.

### **2.4. Empujes.**

Barros (1974), define al empuje como a la acción que el suelo efectúa sobre el muro. Los empujes pueden ser clasificados en dos diferentes; pasivos y activos. El empuje activo, es el que produce el suelo retenido por el muro. En la siguiente figura 2.3 es representado gráficamente. El empuje pasivo, contrarresta a la acción del empuje activo, éste se crea en un terreno que amortigua la acción producida por la estructura. En la figura 2.4, es representado gráficamente.

Cuando en el muro se haya detectado un pequeño deslizamiento significa que el empuje pasivo está actuando, se debe considerar este fenómeno y observar, en tanto los cálculos se haya considerado con dicho empuje para obtener la estabilidad de la estructura proyectada.

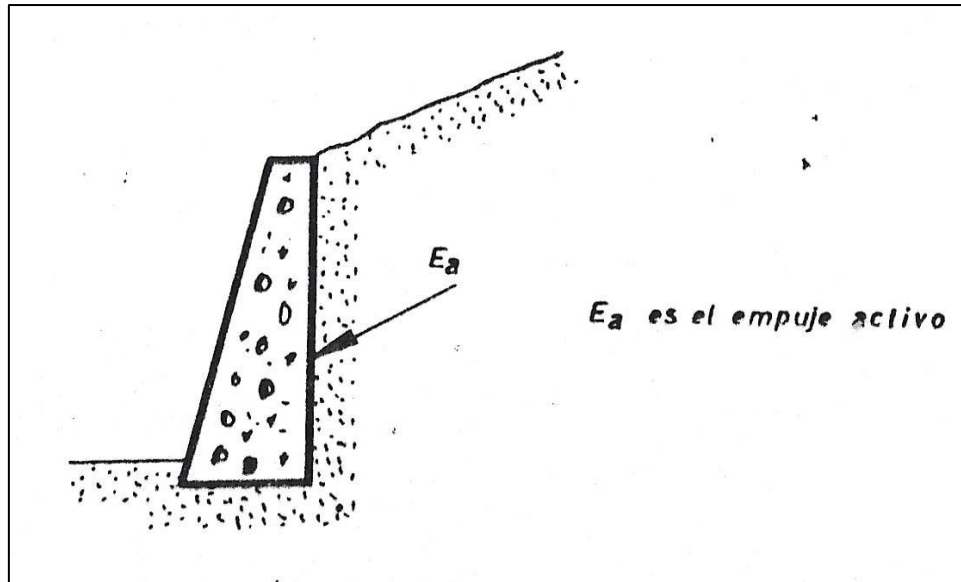


Fig. 2.3 Empuje activo.

Fuente: Barros; 1974: 13.

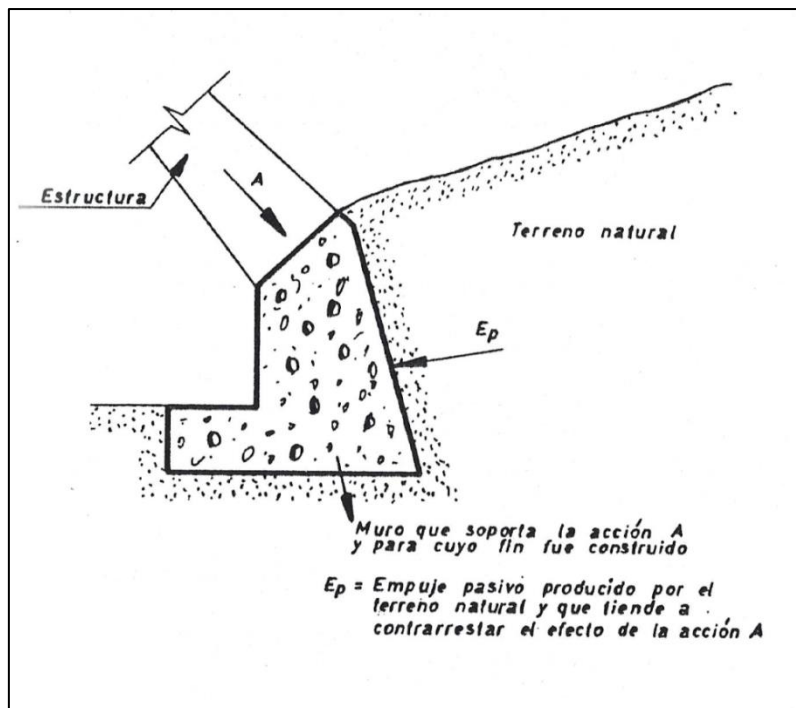


Fig. 2.4 Empuje pasivo.

Fuente: Barros; 1974: 14.

### 2.4.1. Efectos de los empujes.

Ya se ha tratado el tema de los empujes, éstos pueden ser de dos diferentes tipos: activos y pasivos. Los empujes son el producto de que, si el muro no está correctamente diseñado, se comiencen a presentar fallas que lo conducen al fracaso como estructura. Los efectos del empuje activo se muestran en la figura 2.5.

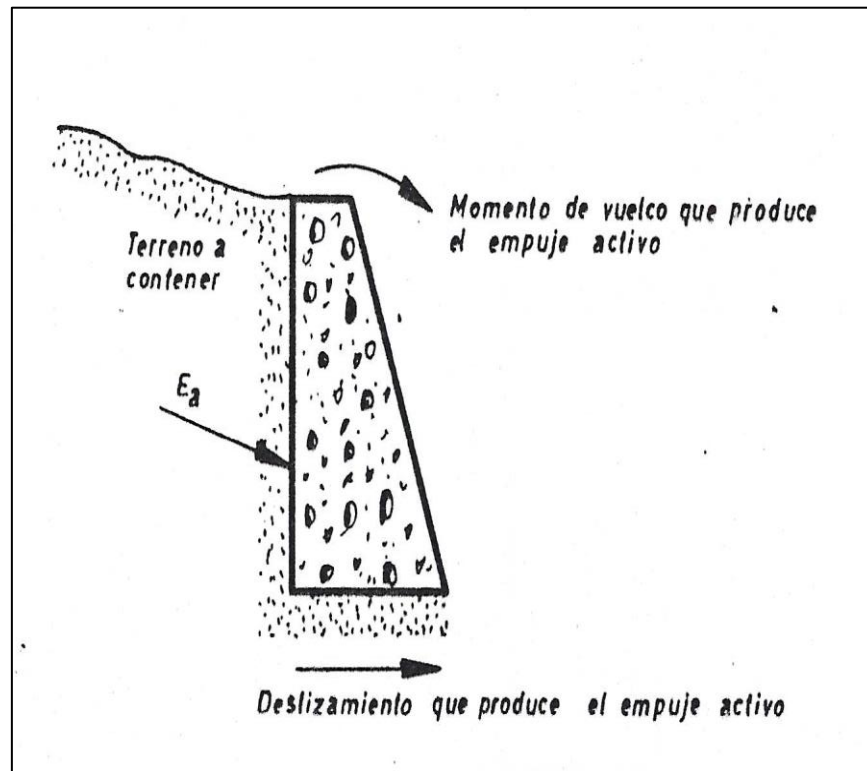


Fig. 2.5 Efectos del empuje activo sobre un muro.

Fuente: Barros; 1974: 19.

En cuanto a un muro en donde existen empujes pasivos surgen los efectos indicados en la figura 2.6.

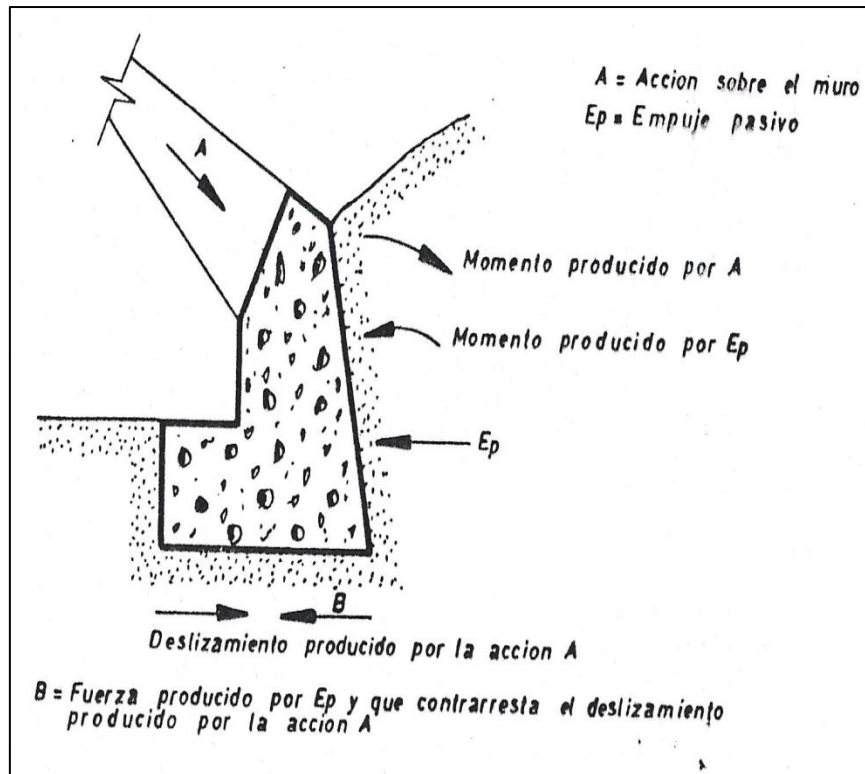


Fig. 2.6 Efectos del empuje pasivo sobre un muro.

Fuente: Barros; 1974: 21.

Es importante mencionar, que para una misma altura de muro el empuje activo es siempre menor que el empuje pasivo, existe una excepción para esto, y es cuando el terreno no tiene suficiente rozamiento y cohesión, en este particular caso, el comportamiento es similar al de un fluido.

#### 2.4.2. Teorías de empuje.

Retomado lo dicho por Sowers (1972), la teoría general del empuje de tierras se puede desmenuzar iniciando de los esfuerzos en un cuerpo de suelo gigantesco y a nivel. El esfuerzo total vertical en un cuerpo de suelo a una profundidad "z" es igual

al peso del suelo hasta esa profundidad. Cuando hay presencia de agua subterránea el esfuerzo vertical se puede dividir en dos diferentes componentes, esto depende del contexto de las condiciones y el tipo de suelo:

- Esfuerzo neutro.
- Esfuerzo efectivo.

A ciencia cierta, no existe una teoría que se defina como exacta, ya que todas ellas se asemejan a lo que en realidad se presenta en la práctica, sin embargo, cualquiera brinda una seguridad suficiente para que se pueda emplear. Al utilizar una teoría particular es seleccionada a base de su carácter práctico. Cuando se utiliza una con precisión muy exacta pero que carezca de practicidad, se descarta por el bajo nivel práctico que posee, por lo tanto, las teorías que se expondrán serán todas ellas de carácter práctico alto y una exactitud considerable, citado por Barros (1974).

#### **2.4.2.1. Teoría de Coulomb para suelos friccionantes.**

C. A. Coulomb publicó, en 1776, la primera teoría racional para el cálculo de los empujes en muros de contención. Se considera en esta teoría, que el empuje ejercido sobre un muro se debe a una cuña de suelo delimitada por el parámetro del muro, la parte superior del relleno y una superficie de falla producida en el interior del relleno a la que en términos teóricos es supuestamente plana, de acuerdo con Juárez (1973).



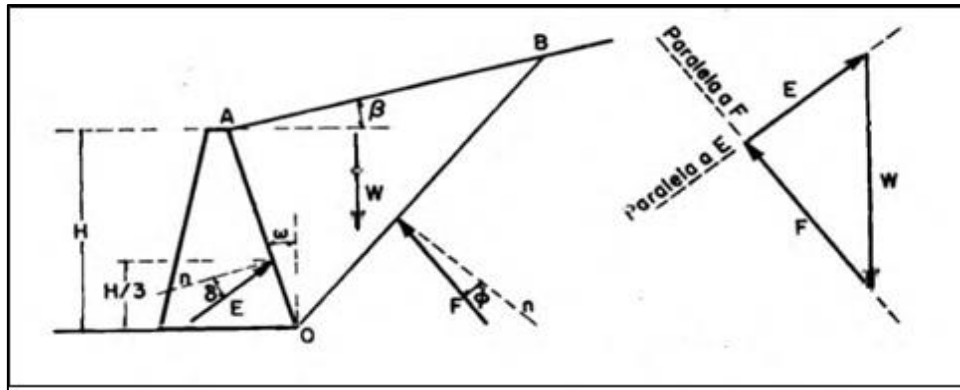


Fig. 2.7 Mecanismo de empuje de suelos friccionantes.

Fuente: Juárez; 1973: 85.

La cuña OAB de la figura 2.7, por efecto de su peso, tiende a deslizarse, por esta tendencia son creados esfuerzos de fricción en el respaldo del muro y de igual manera a lo largo del plano OB. Si, supuestamente, las resistencias friccionantes se emplean por completo, las fuerzas del empuje activo y F resultan inclinadas en referencia a las normales que correspondan a los ángulos  $\delta$  y  $\Phi$ , de fricción entre muro-relleno y entre el suelo-suelo respectivamente. El valor escalar del ángulo  $\delta$  está delimitado entre los siguientes intervalos, de modo que:

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

Por lo tanto,  $\delta = 0$  es proporcional al muro liso y es inaceptable un valor menor para un ángulo de fricción. Ahora para,  $\delta > \Phi$ , en el respaldo inmediato del muro, la falla se presentaría, esto es entre suelo y suelo; esto significa que el deslizamiento se lleva a cabo entre el muro y el suelo, entonces el máximo valor práctico que se considera para  $\delta$  es precisamente  $\Phi$ . El valor de  $\delta$  puede prácticamente, de acuerdo a Terzaghi, considerarse como:

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

Tomando como punto de partida la estabilidad de la cuña se determina que el polígono dinámico conformado por W, F y E debe ser cerrado. Es conocida la dirección y la magnitud de W, de igual manera son conocidas las direcciones de F y E, entonces este dinámico puede conformarse para cada una de las cuñas otorgadas. De esta manera se conocen las magnitudes de los empujes ejercidos al muro. No necesariamente debe ser la menos desfavorable para calcular este tipo de cuñas. Se requiere que se tracen diferentes tipos de cuñas, que a la postre da paso a realizar el cálculo del empuje de cada una de ellas y de esta manera determinar el valor máximo en cualquiera de estas cuñas.

Para el particular caso de un relleno “friccionante” delimitado por un plano, éste puede ser inclinado y de un muro de retención de respaldo plano, puede otorgarse un sistema matemático para la hipótesis de Coulomb y de esta manera brindar una fórmula certera para el máximo empuje. Esta fórmula es la siguiente:

$$A) \quad EA = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \omega}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{1}{2} \gamma H^2 K$$

Donde:

EA = Empuje activo máximo.

$\phi$  = Ángulo de fricción interna de la arena.

$\omega$  = Ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical.

$\beta$  = Ángulo formado entre la superficie plana de relleno y la horizontal.

Si el muro es de respaldo vertical,  $\omega = 0$ , la fórmula A), se reduce como se muestra a continuación:

$$B) \quad EA = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen}(\phi - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2}$$

En el caso de que el relleno sea horizontal  $\beta = 0$ , entonces de la ecuación B) se obtendrá:

$$C) \quad EA = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen} \phi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Pero si no hay fricción entre el muro y el relleno, se tiene que  $\delta = 0$ , por lo cual se tendrá que utilizar la siguiente fórmula:

$$D) \quad EA = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \text{Sen} \phi}{1 + \text{Sen} (1 - \text{Sen} (\phi))} = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2$$

Las teorías de Rankine y Coulomb congenian entre ellas.

El estado pasivo del esfuerzo, Coulomb lo descartó o simplemente no lo consideró, sin importar esto sus hipótesis se ejecutaron a este caso, debiéndose a que sus fórmulas son semejantes a las que se presentan para el caso activo. Se

invierten los signos de los ángulos  $\delta$  y  $\Phi$ , de igual manera de la raíz en el denominador de la fórmula A) se estructura la ecuación siguiente:

$$EA = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \text{Sen}(\phi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2}$$

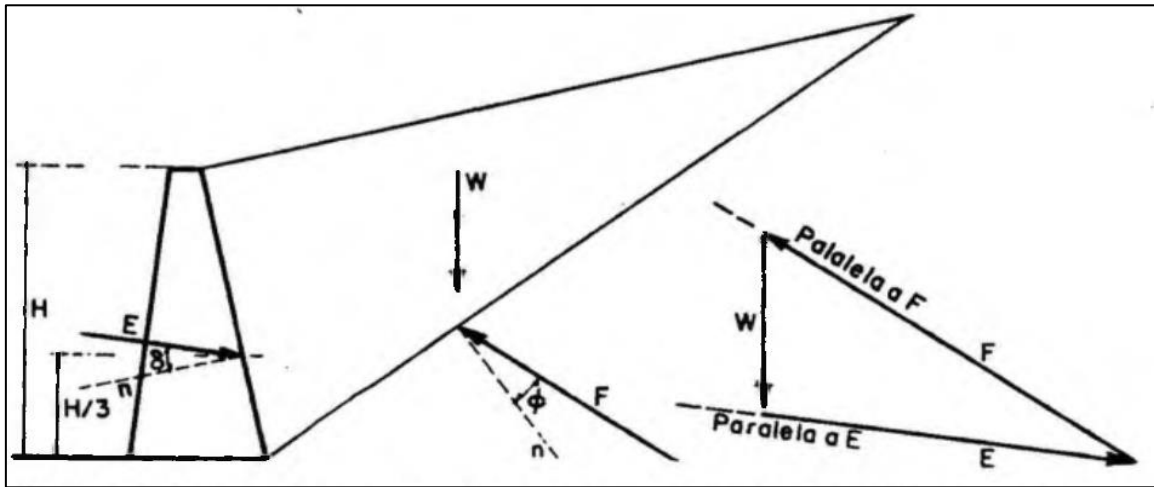


Fig. 2.8 Empuje pasivo en suelos friccionantes.

Fuente: Juárez; 1973: 88.

De acuerdo con Juárez (1973), si es grande el ángulo  $\delta$ , el área de deslizamiento real es separada mucho del supuesto plano en la teoría de Coulomb, lo cual arroja errores de grandes magnitudes, por fuera del rango de seguridad en la determinación del empuje pasivo. Este valor es evaluado hasta en un 30% si  $\delta = \phi$ , de acuerdo a Terzaghi y Peck, arrojando valores por debajo para ángulos  $\delta$  menores. En referencia al empuje activo el poder del valor del ángulo  $\delta$  es de menores dimensiones y en la práctica es despreciado.

Las presiones sobre el muro, de acuerdo a la teoría de Coulomb, su distribución no se permite conocer, dado que la cuña de suelo que empuja es considerada como un cuerpo rígido sujetado a fuerzas concentradas, esto es resultantes de esfuerzos que actúan en las áreas, su distribución no es especificada, al interior del cuerpo de la teoría en referencia al punto de aplicación del empuje activo.

#### **2.4.2.2. Método gráfico para la aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos friccionantes.**

Se presenta el método gráfico debido a Culmann que deja acceder fácilmente al valor del máximo empuje que se ejerce sobre contra un muro por un relleno arenoso, retomado de lo dicho por Juárez (1973). El relleno se aplica de cualquier forma ya que es un método general, la descripción se representa en la figura 2.9.

El siguiente paso es escoger un conjunto de planos de deslizamiento  $Ab_1$ ,  $Ab_2$ , etc. Para el cálculo del peso de dichas cuñas se obtiene del producto de su área por el peso específico " $\gamma$ " del área del relleno, a partir de A es que se toman estos pasos, sobre la "línea  $\Phi$ " de esta manera se obtienen los puntos  $a_1$ ,  $a_2$ . Etc.

Se traza una línea paralela por éstos últimos puntos a la línea  $\theta$ , cortando los puntos  $C_1$ ,  $C_2$ , etc. La escala de fuerzas que antes se utilizó, éstas las representan y los empujes que hacen cada una de las cuñas alternadamente seleccionadas.

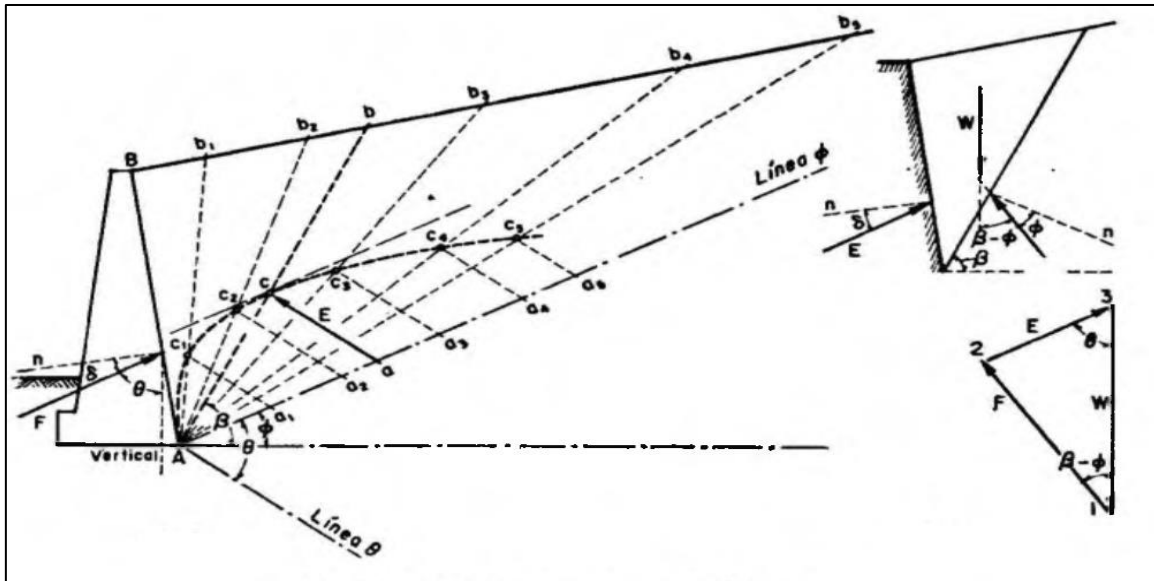


Fig. 2.9 Método gráfico de Culmann.

Fuente: Juárez; 1973: 90.

En la figura anterior, se plasma un triángulo de fuerzas, las cuales se pueden aplicar a cualquiera de las cuñas seleccionadas con anterioridad. Cuando el ángulo “ $\theta$ ” es el formado por el empuje y la vertical, así como el peso  $W$  y el empuje  $E$ . A lo largo del plano de falla  $F$  y  $W$ , entre las reacciones es formado el ángulo  $\beta - \Phi$ , donde “ $\beta$ ” es el que forma el plano de deslizamiento de acuerdo a la horizontal.

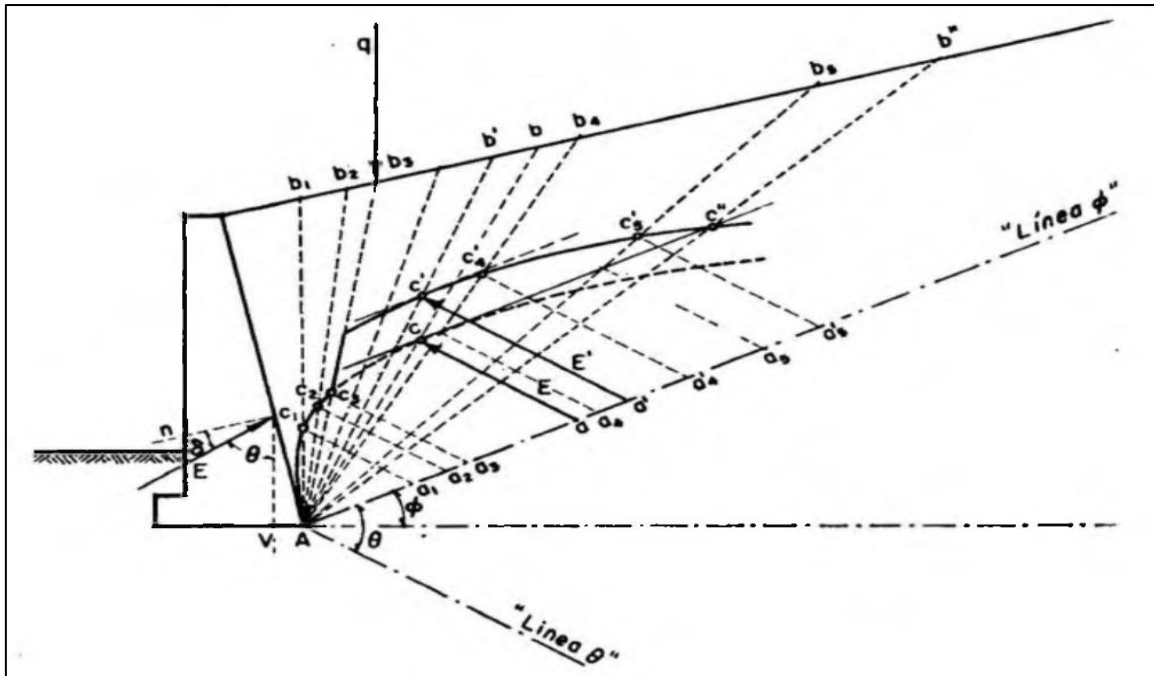


Fig. 2.10 Método Culmann cuando existe una sobrecarga lineal.

Fuente: Juárez; 1973: 91.

Obtenido esto, es posible trazar una línea que pase por cada uno de los puntos "C" que se obtuvieron. Normalmente es conocido como línea de empuje o bien, línea de Culmann. Si por alguna razón se traza una línea paralela a la línea "Φ", tangente a la línea de los empujes, es posible determinar el empuje máximo. La línea que se prolonga hasta "b" es "Ac", ésta brinda el plano de deslizamiento más crítico, éste está ligado al máximo empuje.

Si de alguna manera no existiera alguna sobrecarga, el propio peso deberá anexarse a la cuña de la línea "Φ", de acuerdo a su inicio en el que comienza a actuar esta sobrecarga. Esto dará paso a una línea de empujes no continua, así resultará el empuje "E", en la figura 2.11 se representa gráficamente.

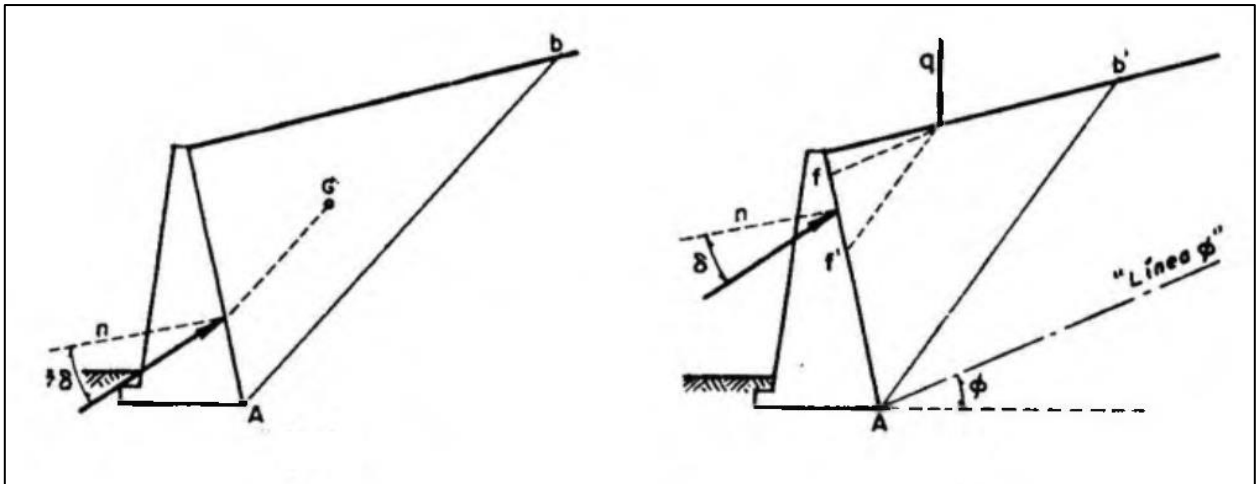


Fig. 2.11 Punto de aplicación del empuje, según Culmann.

Fuente: Juárez; 1973: 92.

#### 2.4.2.3. Teoría de Coulomb en suelos con cohesión y fricción.

Cuando el relleno contenido por muro es cohesivo y a su vez friccionante también se considera en los parámetros que se muestran en la figura 2.12, la superficie de falla es plasmada en una curva como es indicada y en la parte inferior de la zona de agrietamiento anteriormente mencionada, las líneas de fluencia son parabólicas.

En el interior de la cuña A'MM'N'N el estado de esfuerzo es similar al ya analizado detrás por la teoría de Rankine, y en la vertical A'A'', el diagrama de presiones, es posible calcularlo como ya se mencionó. El total del empuje ejercido al muro es arrojado por la resultante de dicho diagrama de presiones en conjunto con el peso de la cuña B'AA'A'' y en la superficie AA' está presente la fuerza de reacción



existente. Esto nos direcciona a un procedimiento laborioso y complejo que usualmente se omite recurriendo a simplificaciones.

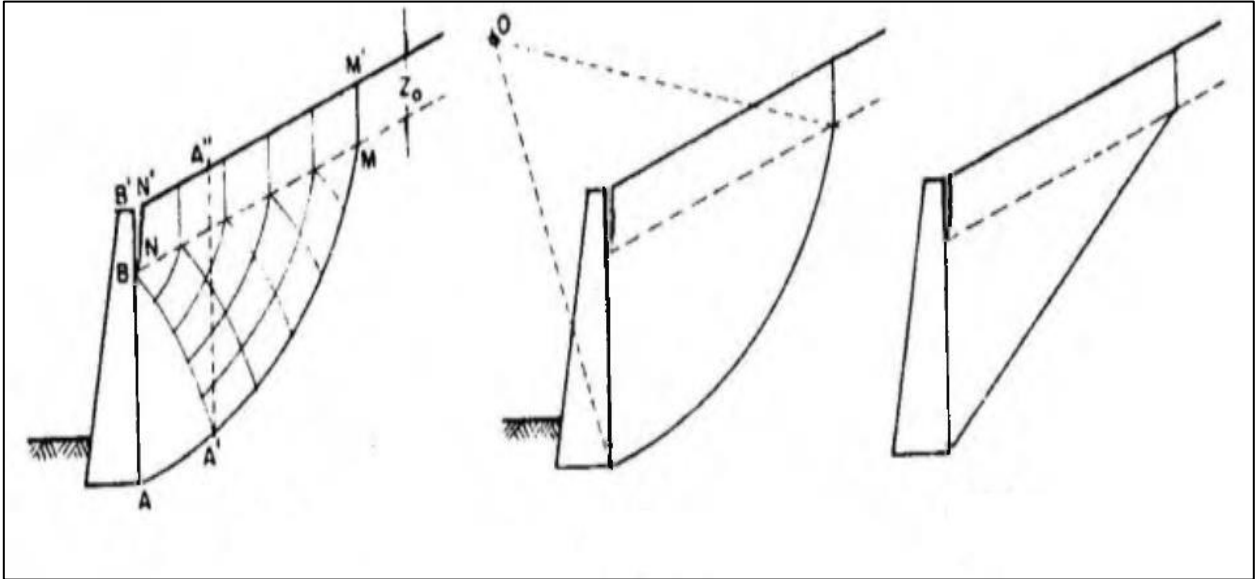


Fig. 2.12 Simplificación para llegar a la aplicación de la teoría de Coulomb en rellenos con materia cohesivo friccionante.

Fuente: Juárez; 1973: 93.

Suponiéndose una cuña de deslizamiento, queda garantizado su equilibrio gracias a que las siguientes fuerzas están presentes: el peso propio total, "W" del área de la cuña por el peso específico del suelo, la reacción que se encontrará entre la cuña y el suelo, con dos componentes, "F" por la reacción normal y la fricción, "C" como resultado de la cohesión, la adherencia entre el muro y el suelo, y también el empuje activo "E".

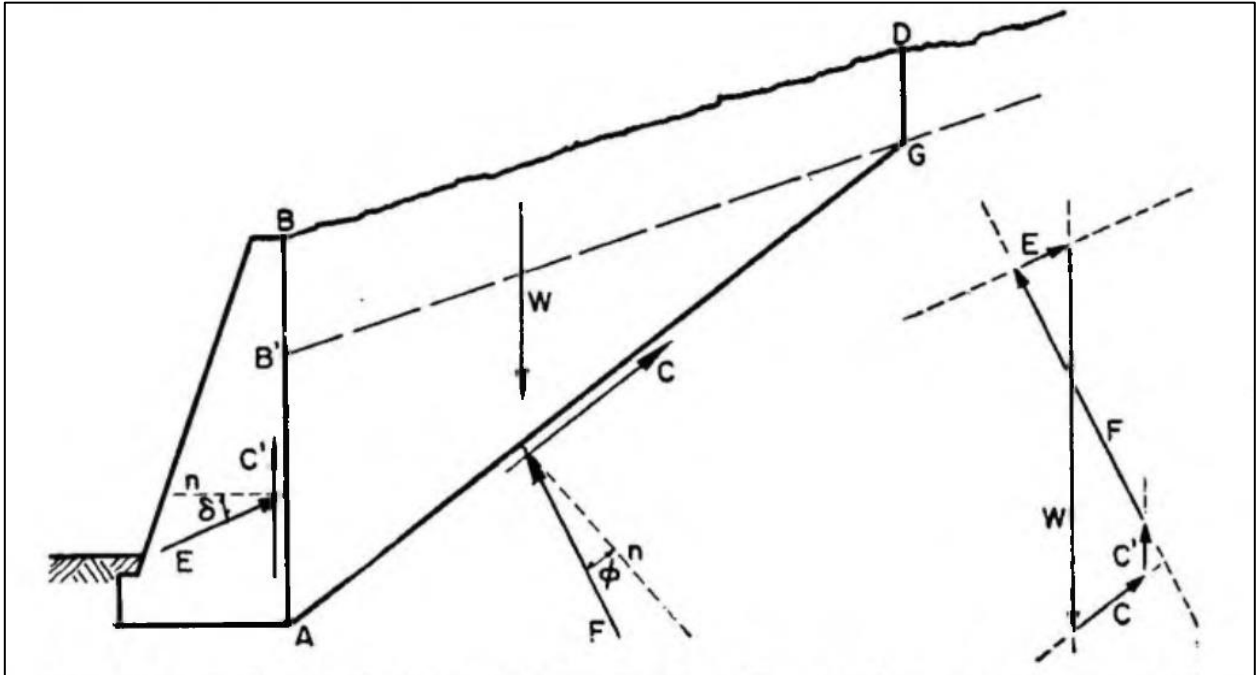


Fig. 2.13 Aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos cohesivos friccionantes.

Fuente: Juárez; 1973: 94.

El conjunto de estas fuerzas crea el polígono cerrado representado en la figura 2.13 donde es posible calcular el valor "E", éste corresponde a la superficie de falla supuesta. De igual manera es posible observar que las fuerzas C y C' son capaces de conocerse no sólo su dirección sino de igual manera su magnitud multiplicando el parámetro "c" del suelo por las distancias AG y AB.

El método del cálculo adentra a un procedimiento por tanteos para la obtención del máximo "E" posible. La estructura de retención deberá calcularse, para el soporte de combinación de las fuerzas que se intentan aplicarle. En el caso de la

teoría de Coulomb resulta muy poco exacta y en seguridad es muy poco fiable, por lo que no se recomienda utilizar.

## 2.5. Muro de concreto armado.

Menciona Barros (1974), que más comúnmente las fallas presentadas en un muro de concreto armado son cinco: deslizamiento, rotura del alzado, vuelco, roturas de la puntera y del talón y falla por deslizamiento profundo del suelo en el que se encuentra el muro.

El deslizamiento es presentado a raíz del empuje activo de los suelos y si el tacón y la puntera no se diseñaron de manera correcta. Se desplazará en el sentido que vaya el empuje activo. La solución a este problema radicará en un aumento en las dimensiones del tacón, del grueso de la puntera y de la base completa.

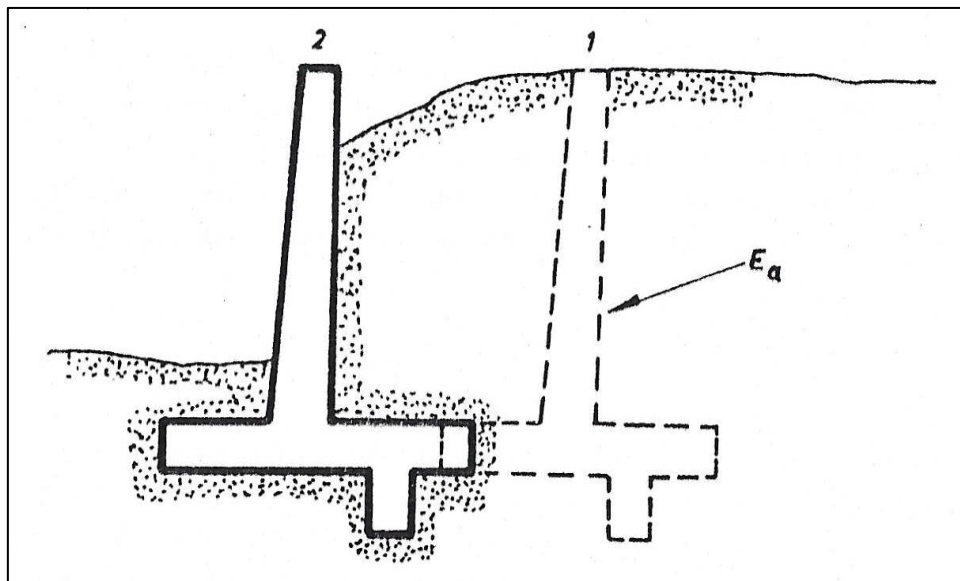


Fig. 2.14 Falla por deslizamiento.

Fuente: Barros; 1974: 17.

La rotura del alzado es a consecuencia cuando no se calcula de manera correcta la armadura de unión de alzado con la base. En la parte de la sección inclinada se ejerce un momento y esfuerzo cortante los cuales pueden dar como resultado efectos importantes si no se contemplaron. Para darle solución a esto es por medio de la colocación de la armadura necesaria a los efectos que resulten en los cálculos.

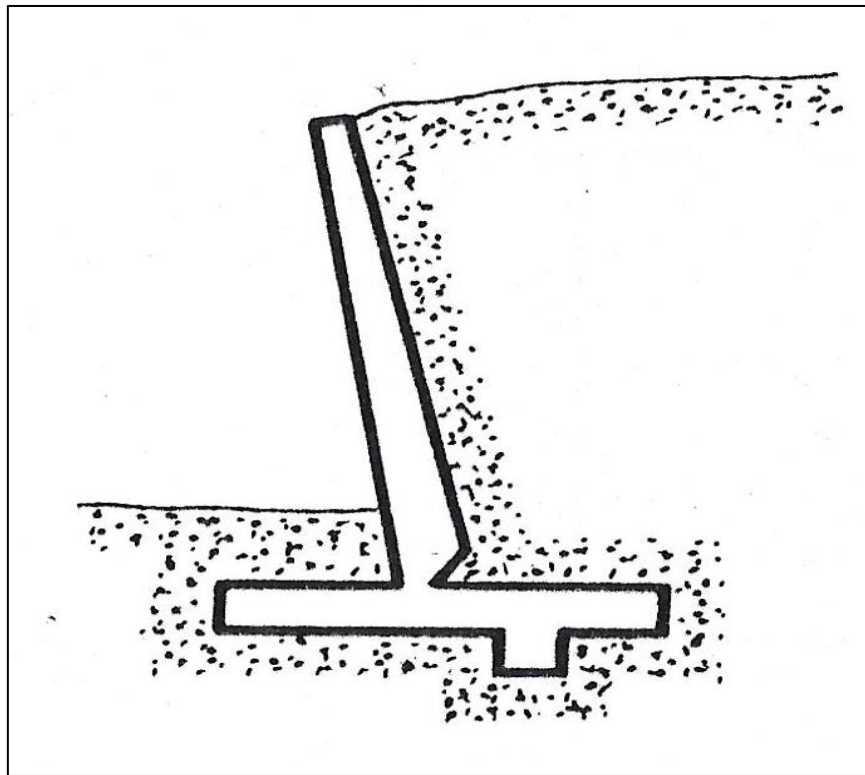


Fig. 2.15 Falla por rotura de alzado.

Fuente: Barros; 1974: 17.

La falla por vuelco, es debida a que la puntera ejerce una presión intensa sobre el terreno, si por alguna razón dicha acción en el lugar supera la resistencia

mecánica del suelo, la puntera hace un asiento del terreno lo cual tiende a provocar el vuelco del muro como se presenta en la figura 2.16. La manera de mitigar o darle solución a un muro afectado por este fenómeno es aumentando la superficie del asiento de la puntera, ya que cuando la superficie sea más grande de la misma ésta ejercerá menor presión sobre el terreno en el que se encuentra.

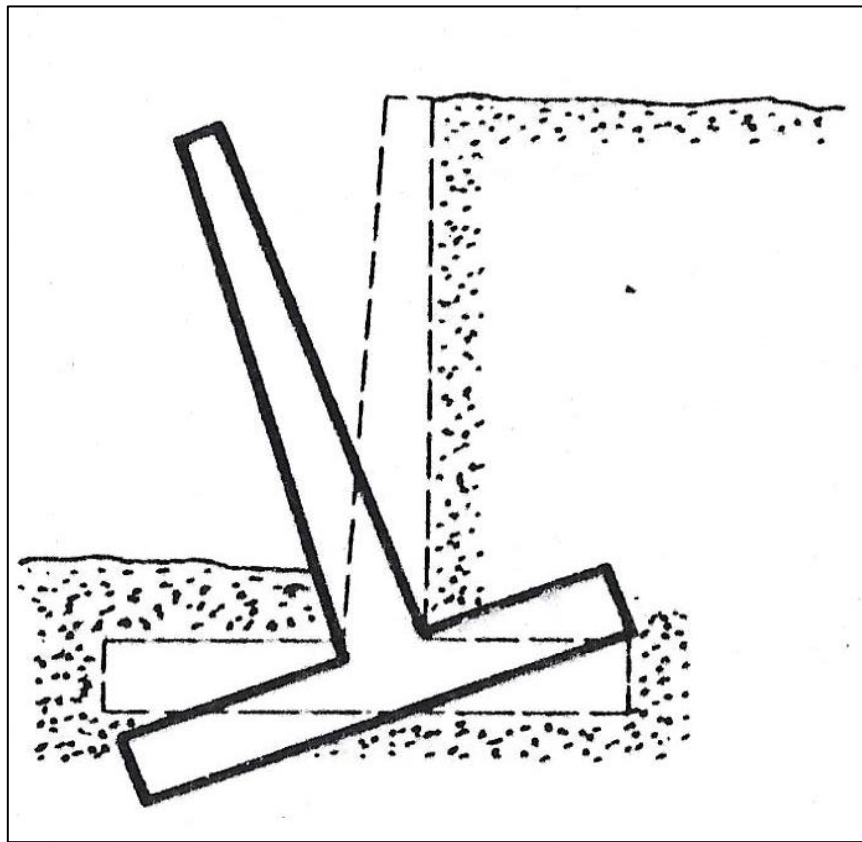


Fig. 2.16 Falla por vuelco.

Fuente: Barros; 1974: 17.

La rotura de la puntera y del talón, de acuerdo al estudio de sus esfuerzos se deben armar, puede que de alguna manera resulten lesionadas por agrietamientos

que encaminan hacia la ruptura de las piezas del muro, esto se presenta gráficamente en la figura 2.17 a continuación.

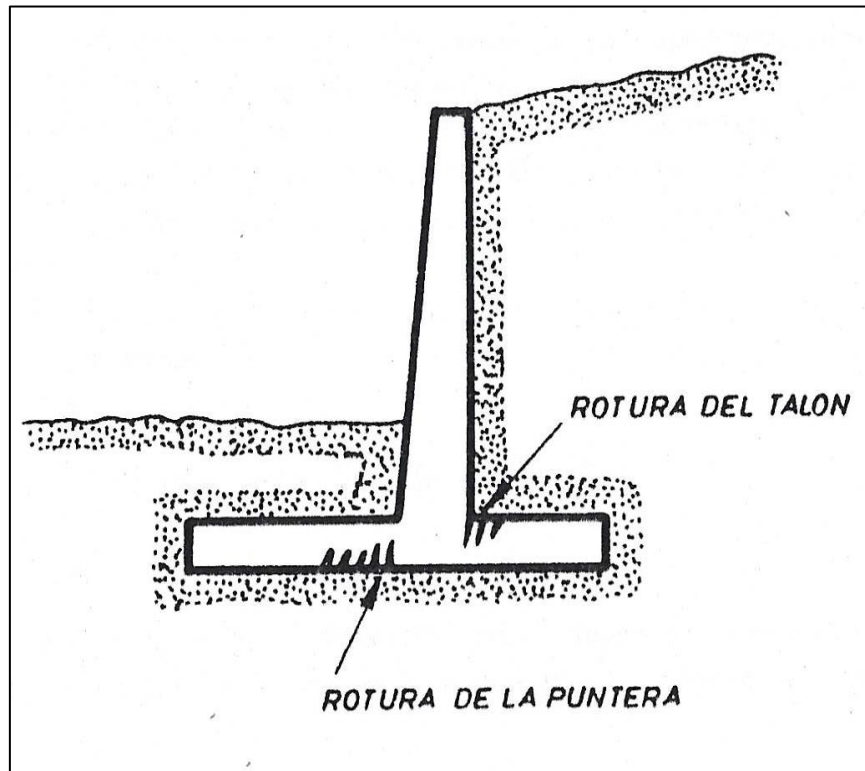


Fig. 2.17 Falla por rotura de la puntera y del talón.

Fuente: Barros; 1974: 18.

El deslizamiento profundo del suelo en el que se encuentra el muro; esta falla es gracias a que la resistencia del terreno en el que descansa el muro es uniforme en toda su profundidad, pero se debe considerar y tomar en cuenta que esto no siempre es verdadero. Cabe la posibilidad que al analizar un terreno a una cierta profundidad

se tenga una resistencia y capacidad de soportar un esfuerzo, esto puede cambiar de acuerdo a la profundidad en la que se trabaje 30 cm o un metro más abajo.

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

Haciendo referencia a Barros (1974), en los muros de concreto en masa y de mampostería no serán encontradas las fallas por rotura de alzado, la falla de puntera y talón, ya que estos elementos no son encontrados en este tipo de muros, pero si continuará existiendo el vuelco, el deslizamiento superficial y el deslizamiento profundo y también sigue presente el vuelco producido por un peso insuficiente del mismo muro.

## **2.7. Presiones ejercidas sobre el terreno.**

Es de prioridad tomar en cuenta la capacidad con la que cuenta un suelo para cargar, ya que las presiones que se ejerzan sobre el terreno y las cargas verticales no deben ser rebasado por la capacidad de carga del suelo. El determinar una presión permisible para un determinado terreno resulta siempre aproximadamente cercano, menciona Barros (1974).

La norma MV-101 otorga una tabla con las presiones permisibles en la cimentación del terreno de acuerdo a la naturaleza del mismo. Las dificultades que se pueden encontrar en dicha tabla es debido a que, por lo general, el proyectista desconoce el tipo de suelo en el que se va a trabajar y aunque se conociera el tipo de suelo puede ser que no sea la clase de terreno perfectamente definido.

De acuerdo a esto se deduce que cada caso es particular y se debe estudiar “in situ” el terreno en el que se va cimentar cuidando obtener las pruebas necesarias

para ampliar el rango de exactitud en los resultados. De igual manera se requiere indicar que las presiones permisibles del terreno cambian en proporción a la profundidad aumentando o permaneciendo constante en éste.

Naturaleza del terreno	Presiones admisibles en Kg./cm. <sup>2</sup> para profundidad de cimentación en m. de:				
	0	0,5	1	2	≤ 3
<i>Rocas</i>					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas	10	12	16	20	20
<i>Terrenos sin cohesión</i>					
Graveras	—	4	5	6,3	8
Arenosos gruesos	—	2,5	3,2	4	5
Arenosos finos	—	1,6	2	2,5	3,2
<i>Terrenos coherentes</i>					
Arcillosos duros	—	—	4	4	4
Arcillosos semiduros	—	—	2	2	2
Arcillosos blandos	—	—	1	1	1
Arcillosos fluidos	—	—	0,5	0,5	0,5

Tabla 2.1 Datos de la norma MV-101.

Fuente: Barros; 1974: 30.

De acuerdo a los datos arrojados de la tabla 2.1 se facilita percibir como la presión admisible es incrementada proporcionalmente a la profundidad o por lo menos no disminuye. Es posible observar que, para rocas de presión admisible o permisible, es duplicado al pasar de valor del nivel del terreno natural a 3 metros de profundidad.



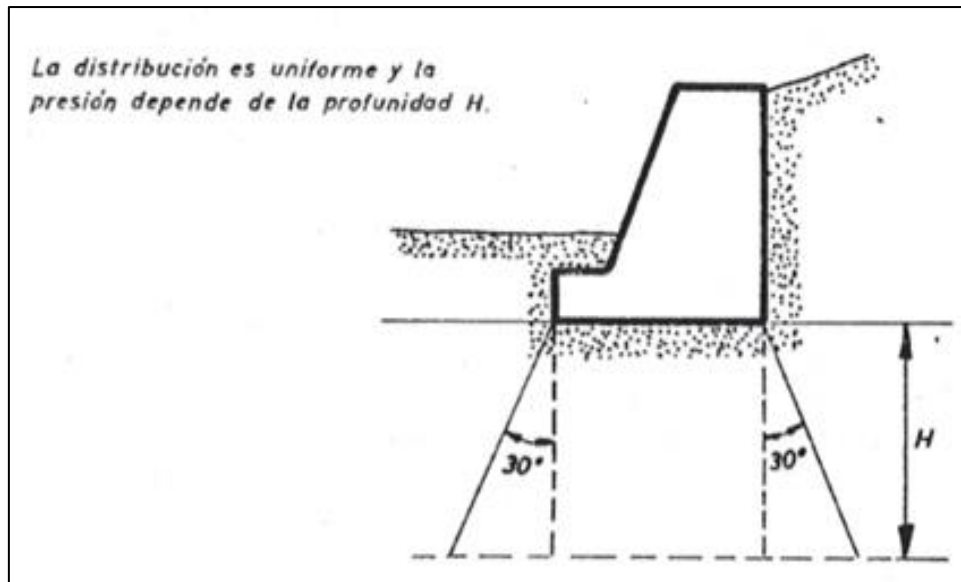


Fig. 2.18 La distribución es uniforme y la presión depende de la profundidad H.

Fuente: Barros; 1974: 31.

Ya se ha mencionado con anterioridad que puede darse el caso de que a una cierta profundidad el suelo cambie en su composición de esta manera alterando su resistencia, al ser excavado el terreno disminuye la presión admisible, debe comprobarse que la presión resultante sobre el terreno no rebase la presión admisible del terreno sobre el que se edificará la estructura, de lo contrario sería necesario el redimensionamiento y también sería necesario volver a calcular el muro de tal forma que éste cumpla con dicha especificación y así pueda ser aceptado.

## **2.8. Muros de mampostería.**

Se utiliza la palabra mampostería para la construcción con mortero como material de unión para ladrillos, piedras, mármoles, granitos, bloques de concreto, etc. Mortero es la mezcla de material de unión con la arena. Los materiales de unión pueden ser cemento, cal, tierra u otro.

La durabilidad y la resistencia de la construcción de muros de mampostería dependen del tipo, la calidad del material utilizado y mano de obra.

### **2.8.1. Materiales empleados en la mampostería.**

Para la construcción de un muro, de acuerdo con Barros (1974), son empleados materiales diferentes, esto dependiendo del tipo de terreno, y el diseño mismo del muro. Estos materiales van desde el concreto en masa, concreto armado hasta la piedra, esto es si el muro será edificado de mampostería. Es descartado los materiales como el ladrillo para los muros de contención, esto porque las condiciones no son favorables para cumplir con la seguridad y durabilidad.

Cuando es seleccionado el concreto es necesario considerar los áridos, arenas y aguas supervisando que todos éstos reúnan las condiciones que estipulan las normas. Es como, por ejemplo, con las armaduras las cuales deben estar libres de corrosión y de substancias que no permitan una adherencia entre concreto y acero. Por último, elegida la mampostería los materiales utilizados deberán tener las características de rigidez exigidas, así como su capacidad de resistencia a la intemperie.

### **2.8.2. Tipos de mampostería.**

La mampostería que se desee emplear dependerá del tipo de suelo donde se llevará a cabo la construcción y las necesidades que se deseen satisfacer. Para esto existen dos tipos de mampuestos: de origen natural y de origen artificial.

### **2.8.2.1. Mampostería de origen natural.**

La mampostería de origen natural se le conoce como de tercera, es decir, que el muro se encuentra formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero.

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- a) Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>).
- b) Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 10 MPa (100 kg/cm<sup>2</sup>).
- c) La absorción máxima sea de 4 por ciento,
- d) Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea del 10 por ciento.

Las propiedades antes mencionadas se determinan de acuerdo con los procedimientos de las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Obras Públicas (1971), según nos menciona las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (2015).

Las propiedades no necesitarán ser labradas, pero se evita en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 300 N (30 kg), cada una.

Los morteros que se emplean para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo III, de acuerdo con la tabla 2.2, donde la resistencia mínima en compresión sea de 4 MPa (40 kg/cm<sup>2</sup>).

#### **2.8.2.2. Mampostería de origen artificial.**

Sowers (1972), menciona que, si se combinan tipos de pieza, de arcilla, concreto o piedras naturales, se debe deducir el comportamiento de los muros a partir de ensayos a escala natural.

Se deberá cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Condición de las piezas. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.
- b) Humedecimiento de las piezas. Todas las piezas de barro deberán saturarse al menos 2 horas antes de su colocación. Las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse. Se aceptará un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero.
- c) Orientación de piezas huecas. Las piezas huecas se deberán colocar de modo que sus celdas y perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo.

Con respecto a los morteros para éste tipo de mampostería, se debe cumplir con lo siguiente:

- a) Mezclado del mortero. Se acepta el mezclado en seco de los sólidos hasta alcanzar un color homogéneo de la mezcla, la cual sólo se podrá usar en un lapso de 24 horas. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado,

una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 4 minutos, ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación.

- b) Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado.
- c) Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 horas a partir del mezclado inicial.
- d) Revenimiento de mortero y concretos de relleno. Se deberán proporcionar de modo que alcancen el revenimiento señalado en los planos de construcción.

### **2.8.3. Mortero para muros de mampostería.**

La resistencia a compresión del mortero, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (2015), sea para pegar piezas o de relleno, se determina mediante ensayos especificados en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos mencionados a continuación:

- a) Su resistencia a compresión será por lo menos de 4 MPa (40 kg/cm<sup>2</sup>).
- b) Siempre deberán contener cemento en la cantidad mínima indicada en la tabla 2.2.

- c) La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3. El volumen de arena se medirá en estado suelto.
- d) Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácil de trabajar.

Si el mortero involucra cemento de albañilería, la cantidad máxima de éste, a usar en combinación con cemento, será la indicada en la tabla 2.2.

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena <sup>1</sup>	Resistencia nominal en compresión, $f_j^*$ , MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
I	1	—	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	12.5 (125)
	1	0 a 1/2	—		
II	1	—	1/4 a 1/2		7.5 (75)
	1	1/2 a 1	—		
III	1	—	1/2 a 1 1/4		4.0 (40)

<sup>1</sup> El volumen de arena se medirá en estado suelto.

Tabla 2.2 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales.

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; 2015: 9.

Los morteros y concretos de relleno que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Su resistencia a compresión será por lo menos de 12.5 MPa (125 kg/cm<sup>2</sup>).
- b) El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.
- c) Se empleará la cantidad mínima de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir las barras de esfuerzo vertical completamente, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.
- d) En la tabla 2.3 se incluyen revenimientos nominales recomendados para morteros y concretos de relleno según la absorción de las piezas.

Absorción de la pieza, %	Revenimiento nominal <sup>1</sup> , mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

<sup>1</sup> Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de  $\pm 25$  mm.

Tabla 2.3 Revenimiento permisible para los morteros y concretos de relleno, en función de la absorción de la pieza.

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; 2015: 9.

En la tabla 2.4 se muestran las relaciones volumétricas recomendadas entre los distintos componentes.

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena <sup>1</sup>	Partes de grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	—
Concreto	1	0 a 0.1	2.25 a 3	1 a 2

<sup>1</sup> El volumen de arena se medirá en estado suelto.

Tabla 2.4 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para morteros y concretos de relleno en elementos estructurales.

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería; 2015: 9.

## 2.9. Drenaje en un muro de contención.

De los conceptos empleados por Sowers (1972), define como drenaje a la eliminación del agua del suelo. Ésta emplea dos objetivos: no permitir que se acumulen las filtraciones y para reducir las presiones que ejerce el agua al suelo; sin embargo, en suelos finos puede ser eficaz si se extrae solo una pequeña cantidad de agua o no.

En áreas donde se presenta precipitación alta y media, el muro de retención debe tener implementados drenes a diferentes alturas para no tener acumulaciones de agua, éstos son colocados de una manera estratégica en la altura del muro en función de la permeabilidad del suelo.



A los 2 metros de altura de la estructura es recomendable depositar el primer dren. La primera línea de drenes a 50 cm a partir de la superficie del suelo, los siguientes son colocados con separaciones de 1 metro de uno a otro a lo largo de toda la altura del muro. En zonas con bajas lluvias y volúmenes, la separación entre los drenes puede ser de 3 metros o a la mitad, en caso de que los intervalos de lluvia sean grandes éstos pueden ser a 1.5 metros.

El diámetro de los drenes debe tener 3 pulgadas y pueden ser de concreto o PVC. En la parte de atrás del muro de retención se coloca un filtro de grava para evitar que los drenes se tapen con tierra. En la parte superior denominada corona es recomendable colocar una carpeta de mortero de 3 cm de espesor, ya sea de forma rectangular, esto para evitar el degradamiento de la obra que provocan el agua, el sol y la vegetación, como se muestra en la figura 2.19. (SAGARPA; 2018)

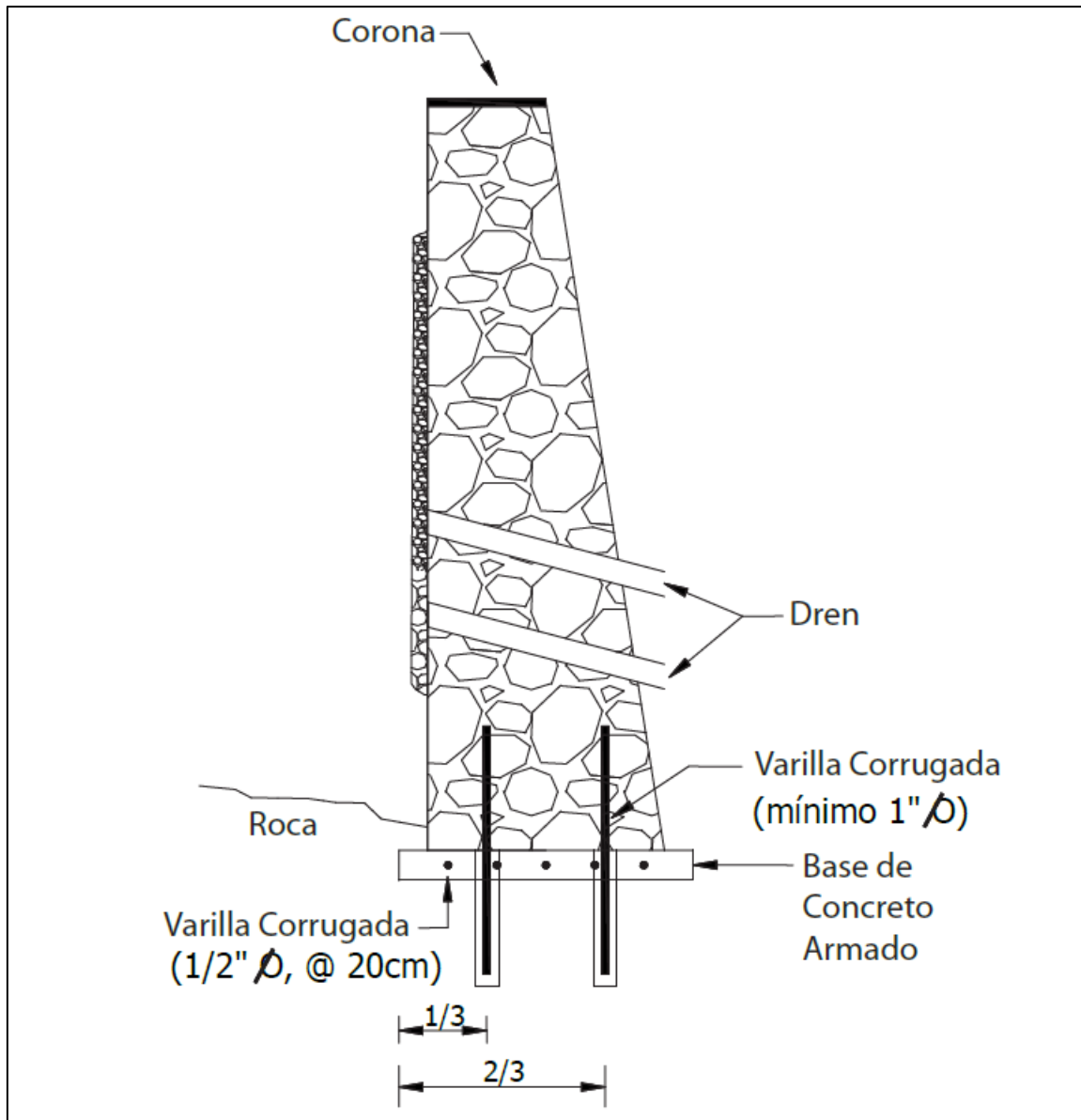


Fig. 2.19 Muro de mampostería con anclaje en suelos de material tipo III con pendientes mayores de 5%.

Fuente: SAGARPA; 2018.

### 2.9.1. Fuerzas ejercidas en el drenaje.

Son múltiples las fuerzas que interactúan en la simplicidad con que el agua drena del suelo. La resistencia a la filtración es una, su índice es el coeficiente de

permeabilidad. La segunda, es el efecto del drenaje en la composición del suelo; si el suelo es incompresible, en teoría, la pérdida de agua será sustituida por aire entre las partículas, mientras que, al ser compresible, la pérdida de agua se encontrará en conjunto por la consolidación del suelo y éste continuará saturado. La tercera, son las fuerzas que sostienen el agua, es decir, la capilaridad y la adsorción. La resistencia al flujo con la retención capilar incrementa de acuerdo a la disminución del tamaño del grano. Los suelos como gravas y arenas gruesas son capaces de drenar con facilidad, el aire reemplaza el agua en los poros. Al tener suelos de granos finos de baja permeabilidad y altos en retención capilar drenan de una manera muy lenta y podría ser que perdieran únicamente el volumen de agua que la consolidación les facilita.

Para poder ser erradicada el agua del suelo se necesita que la fuerza que ejerce el drenaje sea mayor que las de retención y resistencia al flujo. La fuerza que se utiliza con más regularidad es la gravedad: el agua se conduce del suelo hacia los drenes a razón de su mismo peso. Este método es seguro y económico, sin embargo, no es suficiente la fuerza en los suelos de grano fino. Es posible hacer uso del vacío para adicionar la presión atmosférica a la carga en cuestión por la gravedad; con esto es posible drenar suelos finos como arenas limosas. Hará que fluya el agua del suelo hacia un electrodo negativo, a razón de una corriente eléctrica continua.

La evaporación no es considerada como un método de drenaje, sin embargo, otorga disminuciones de agua, es una fuerza lenta, pero tan eficaz que tiene el poder de hasta drenar arcillas. Es producida en cuestión de una carga, la consolidación,

sobre la masa del suelo, este es un proceso de drenaje que tiene gran eficacia en los materiales compresibles, de acuerdo con Sowers (1972).

### **2.9.2. Drenaje y tipo de suelo.**

La facilidad con la que un suelo drena y las fuerzas que son eficaces para dar paso al drenaje se pueden considerar por ensayos de permeabilidad, consolidación y retracción en laboratorio. El acomodo de los granos por diámetro brinda una referencia de las propiedades de los suelos para el drenaje como se muestra en la figura 2.20.

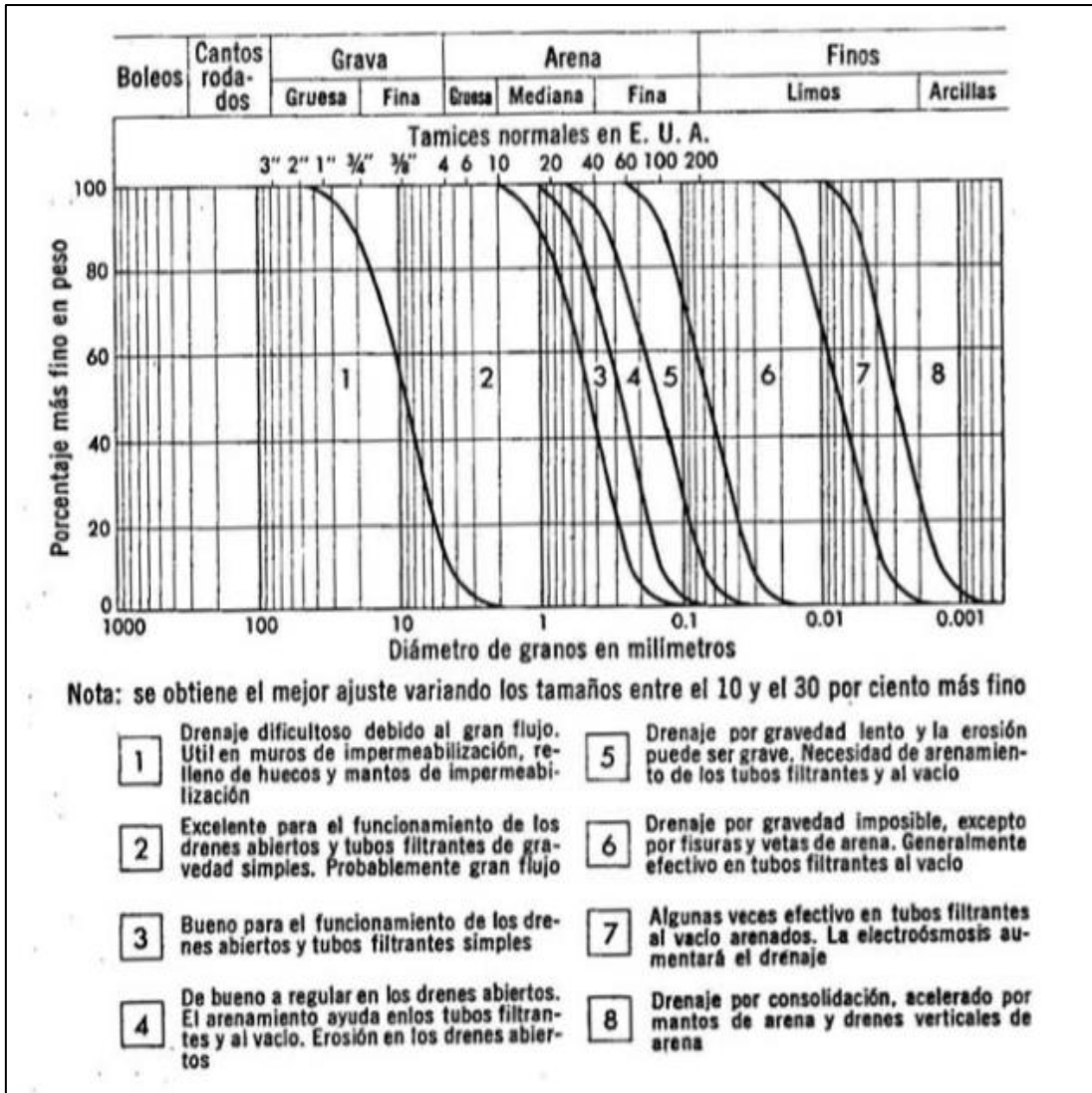


Fig. 2.20 Capacidad de drenaje de los suelos.

Fuente: Sowers; 1972: 235.

Se concluye que, para poder llevar a cabo un proyecto de manera adecuada, es necesario tener conocimiento de las clasificaciones y propiedades del suelo. Por ello es que se deben llevar a cabo las pruebas mencionadas en el capítulo para determinar el tipo de suelo sobre el que se está trabajando o donde se ejecutará algún proyecto.

## **CAPÍTULO 3**

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

En el presente capítulo se representa los datos referentes a la ubicación geográfica, elementos y condiciones del sitio de estudio, las características geológicas, la hidrología regional, los detalles de macro y microlocalización y el reporte fotográfico.

#### **3.1. Generalidades.**

Es plasmada la información necesaria para poder ubicar el lugar de proyecto, de esta manera se podrá dar una línea a quien revise este trabajo, una visión clara de las propiedades y características del proyecto sujeto a revisión.

Los muros de contención son estructuras diseñadas para sostener un talud. El motivo de revisión es para verificar que el dimensionamiento actual es el más favorable y de no ser así mitigar una falla a futuro.

##### **3.1.1. Objetivo.**

El objetivo de este proyecto es realizar la revisión de tres muros de contención.

##### **3.1.2. Alcance del proyecto.**

Para este proyecto se revisarán tres muros de mampostería y a su vez se incluirá información en referencia a otro tipo de dimensionamiento de muros y tipos de muros para de esta manera quienes soliciten este documento tengan una

referencia de las características y se pueda determinar las ventajas y desventajas de cada uno de ellos de acuerdo al problema que se desee solucionar.

De igual manera se podrá facilitar la determinación si se propone una estructura correcta de acuerdo a las condiciones en las que se presente.

### **3.2. Resumen ejecutivo.**

A continuación, se presentan las características del área y la zona del proyecto. Se recopiló la información necesaria para el cálculo de la estructura necesarios tales como estudio de mecánica de suelos, plano arquitectónico y los materiales especificados.

En este trabajo serán revisados cada una de las dimensiones que contienen los muros para poder evaluar que el dimensionamiento de acuerdo a la estructura del suelo sea la adecuada para tener un estado de servicio estable. Se visitó el lugar en el que la estructura se encuentra y fue posible observar que los muros están contruidos de acuerdo al proyecto.

### **3.3. Entorno geográfico.**

En el presente capítulo serán expuestas las características geográficas que comprenden la localidad de Taretan en el estado de Michoacán.

#### **3.3.1. Macro y microlocalización.**

El trabajo a realizar esta localizado en el campamento “El Bambú”, que de acuerdo a la página [www.siglo.inafed.gob.mx](http://www.siglo.inafed.gob.mx) (2018), está situado en el municipio de Taretan en el estado de Michoacán de Ocampo. Se localiza al oeste del Estado, en

las coordenadas 19°20' de latitud norte y 101°55' de longitud oeste. Cuenta con una altura de 1, 130 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Ziracuaretiro, al este con Santa Clara del Cobre y Ario de Rosales, al sur con Nuevo Urecho y Gabriel Zamora, y al este con Uruapan. Su distancia a la capital del Estado es de 158 kms. por la vía a Uruapan.

Su superficie es de 185. 23 km<sup>2</sup> y representa el 0.31 por ciento del total del Estado. Su relieve está constituido por el sistema volcánico transversal, la sierra de Santa Clara, los cerros de La Cruz, Cobrero, Hornos, Mesa de García, Mesa de la Exhacienda, Palma, San Joaquín, Pelón y Guayabo y la Planicie del Llanito.

En la localidad hay 3126 hombres y 3314 mujeres. La ratio mujeres/hombres es de 1,060, y el índice de fecundidad es de 2,71 hijos por mujer. Del total de la población, el 4,02% proviene de fuera del Estado de Michoacán de Ocampo. El 4,81% de la población es analfabeta (el 4,61% de los hombres y el 5,01% de las mujeres). El grado de escolaridad es del 7.87 (7.85 en hombres y 7.89 en mujeres).

El 0,64% de la población es indígena, y el 0,25% de los habitantes habla una lengua indígena. El 0,00% de la población habla una lengua indígena y no habla español.

El 36,30% de la población mayor de 12 años está ocupada laboralmente (el 49,68% de los hombres y el 23,69% de las mujeres).

En Taretan hay 2008 viviendas. De ellas, el 99,58% cuentan con electricidad, el 89,24% tienen agua entubada, el 98,51% tiene excusado o sanitario, el 75,27% radio, el 96,79% television, el 92,69% refrigerador, el 74,85% lavadora, el 46,73%



automóvil, el 19,38% una computadora personal, el 36,92% teléfono fijo, el 67,24% teléfono celular, y el 9,63% Internet.

El municipio cuenta con una gran variedad de ecosistemas donde predomina el bosque tropical deciduo con zapote, tepeguaje, cirrián, parota, guaje y mango. Su fauna se conforma por zorra, tejón, coyote, conejo, liebre, golondrina, güilota, pato y aguililla.

Su clima es templado con lluvias en verano. Tiene una precipitación pluvial anual de 1, 560 milímetros y temperaturas que oscilan entre 14. 4 a 29. 66 ° centígrados.

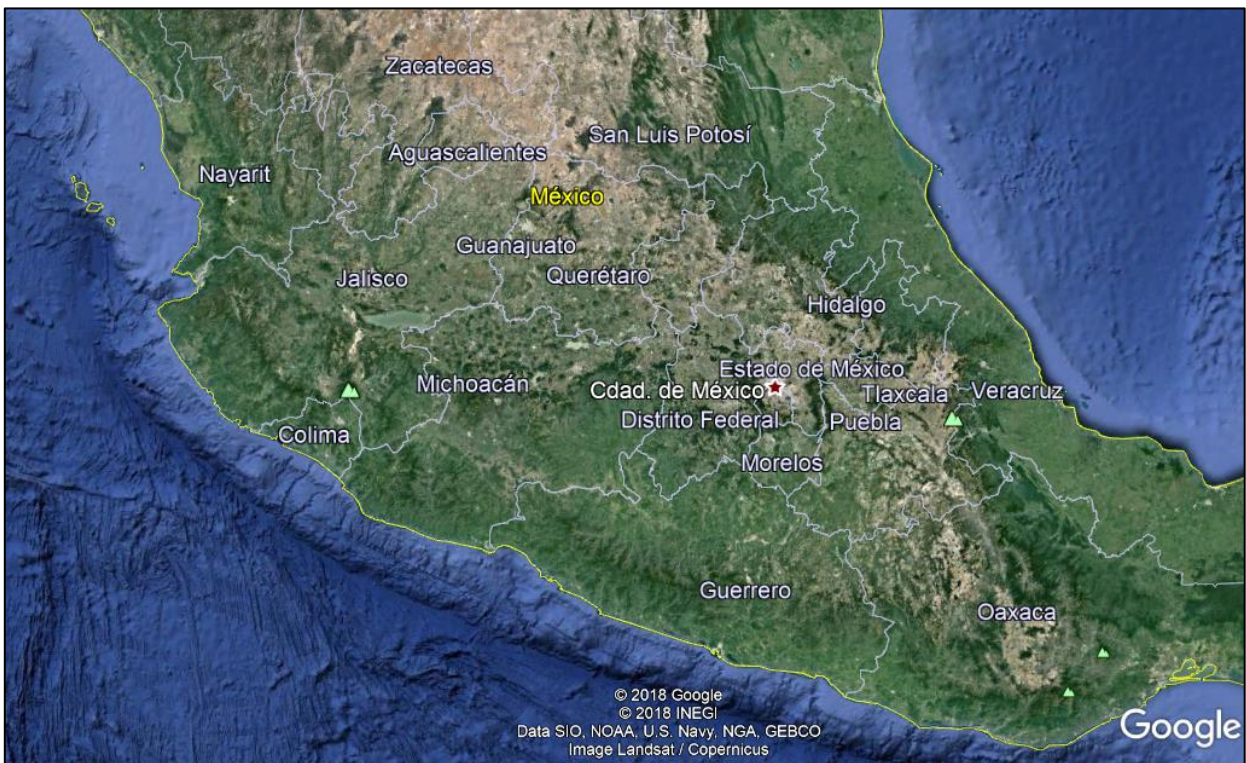


Imagen 3.1 Localización del estado de Michoacán en México.

Fuente: Google Earth Pro, 2018.

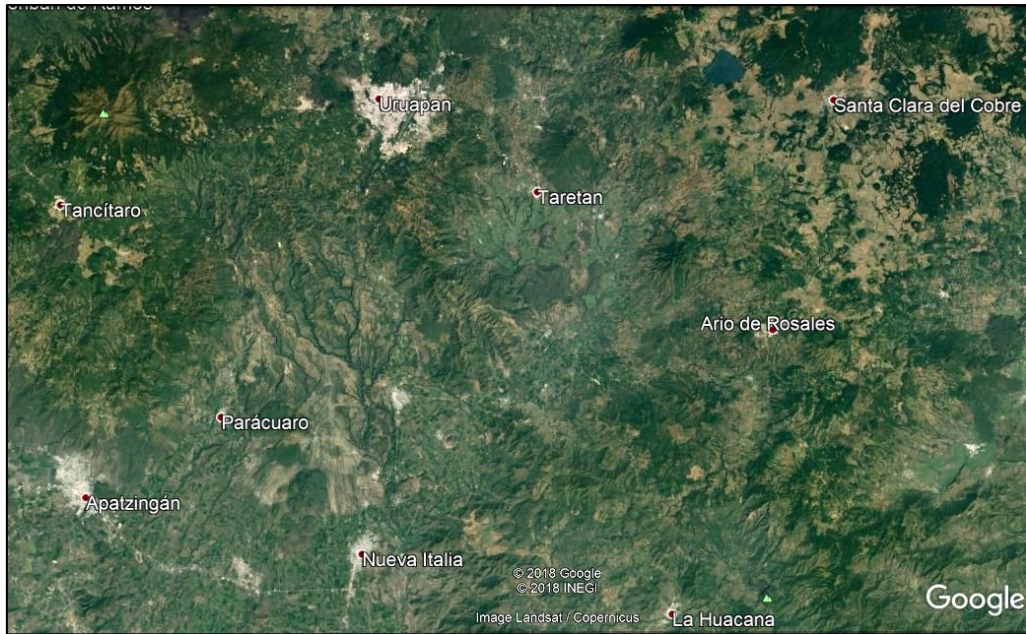


Imagen 3.2 Localización del municipio de Taretan en Michoacán.

Fuente: Google Earth Pro, 2018.

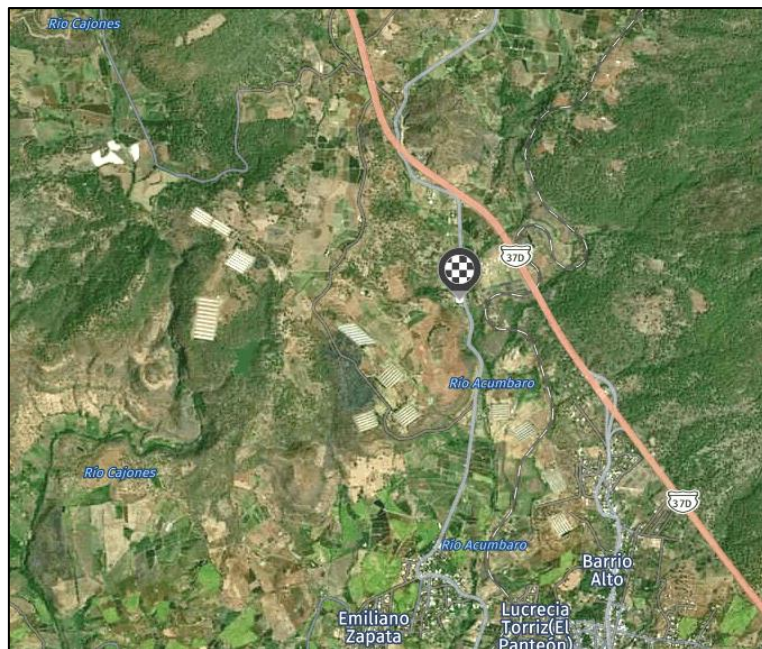


Imagen 3.3 Localización de los muros.

Fuente: Google Earth Pro, 2018.

### **3.3.2. Geología regional y de la zona de estudio.**

En esta zona la geología está clasificada mediante el Servicio Geológico Mexicano (SGM). El punto de partida y la evolución geológica de esta zona central occidental del estado de Michoacán en la que se sitúa un 89.87% de Plioceno - Cuaternario, 5.20% Neógeno y un 2.40% de cuaternario. Se caracteriza por poseer rocas ígneas extrusivas con los siguientes elementos: 92.62% de basalto, 2.45% de toba ácida-brecha volcánica ácida y 2.40% brecha volcánica básica.

Al interior de la cabecera se caracteriza por la roca ígnea extrusiva básica, de igual manera se ubican dos cuerpos volcánicos que no muestran actividad que son el cerro del Cobrero y el cerro Pilon que están al interior de la población sin que represente algún riesgo, no se han reportado ni se presentan fallas o fracturas dentro o adyacentes a la cabecera. (imagen 3.4)

### **3.3.3. Hidrología regional y de la zona de estudio.**

La región hidrológica está representada en un 100% por el caudal del río Balsas, está situada en la cuenca R. Tepalcatepec – Infiernillo, en la subcuenca R. La Parota. Existen otras corrientes de agua que persisten todo el año éstos son el Toyonguio, Tomendan, Acumbaro, Comparan, El Guayabo, El Salitre, Parotillas y Santa Rosa; y existen otras corrientes que son temporales: la cueva de León, las cuevas Las Lajas, puente de Tierra, Chupanguio, Mata de Plátano, San José y Tomendan.

Al interior de la zona urbana no se reporta la presencia de cuerpos de aguas subterráneas que se puedan aprovechar para el abastecimiento de la localidad, pero

si se encuentran escurrimientos superficiales permanentes como el río de los Zapotes y el Conchitiro, también ahí se encuentran el cauce del río Acúmbaro que es uno de los principales en el municipio y paralelos a éste se encuentran arroyos paulatinos al oriente y nororiente del municipio.

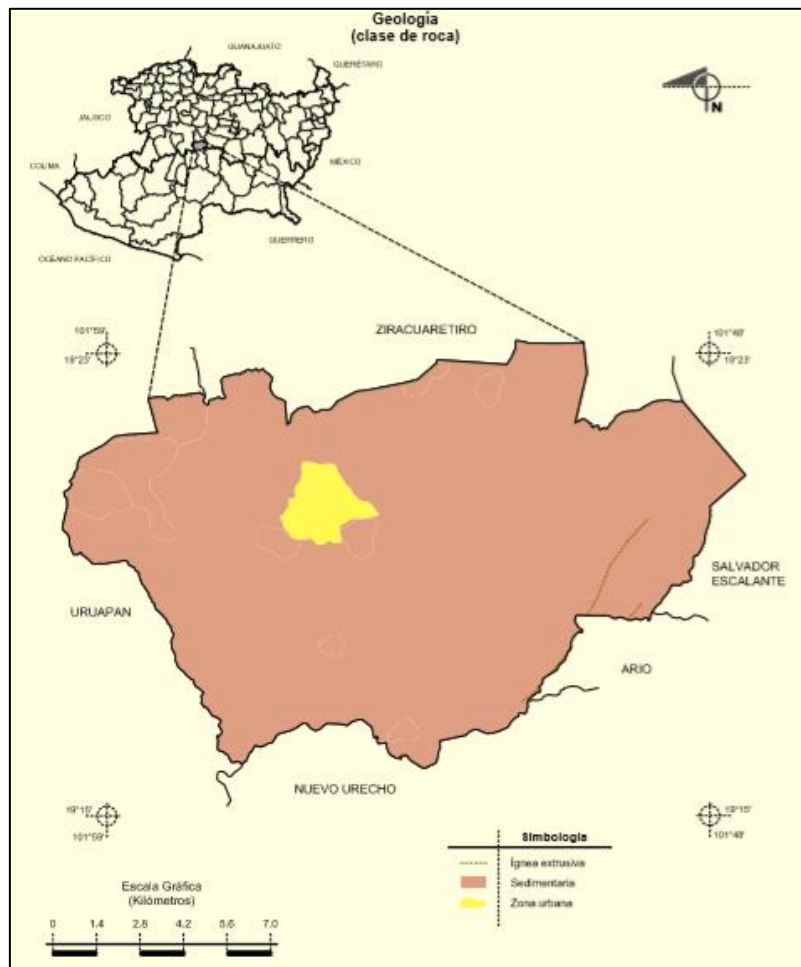


Imagen 3.4 Geología de la zona de estudio.

Fuente: Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos Taretan Michoacán de Ocampo, 2009.

### **3.3.4. Uso del suelo regional y de la zona de estudio.**

En el estado de Michoacán el suelo está conformado por el sistema volcánico transversal. Corresponde al bosque pino – encino un 35%, el bosque tropical deciduo, con ceiba, cedro y tepeguaje, a la agricultura de riego 30% seguido de bosque de pino un 25% y el 10% a asentamientos urbanos.

La fauna que se encuentra en la región está comprendida por venado, conejo, coyote, tejón, zorro, tlacoache, ardilla, cuervos, guacamaya, gorrión, pájaro carpintero y primavera. El uso es predominantemente forestal y en menor proporción agrícola y ganadera.

En cuanto a la zona de estudio, predomina la agricultura de riego y de temporal encontrando al norte y al noroeste bosque de pino – encino y encino – pino, al noroeste y sur se encuentra selva de baja caducifolia. Su fauna está formada por venado de cola blanca, puma, mapache, zorro, tejón, coyote, conejo, liebre, güilota, golondrina, iguana, tlacoache, tarántulas, víbora de cascabel, coralillo, pato y águila. La clasificación del suelo está dividida en tres rubros: preservación ecológica, actividades agropecuarias.

En Taretan, en la zona de estudio, la vegetación, otorgadas las características hidrológicas en el centro de la población, se representa de manera principal la agricultura de riego con un 40% del área y en segundo la agricultura temporal con un 20%, el 30% pertenece al pino – encino y el 10% a asentamientos urbanos.

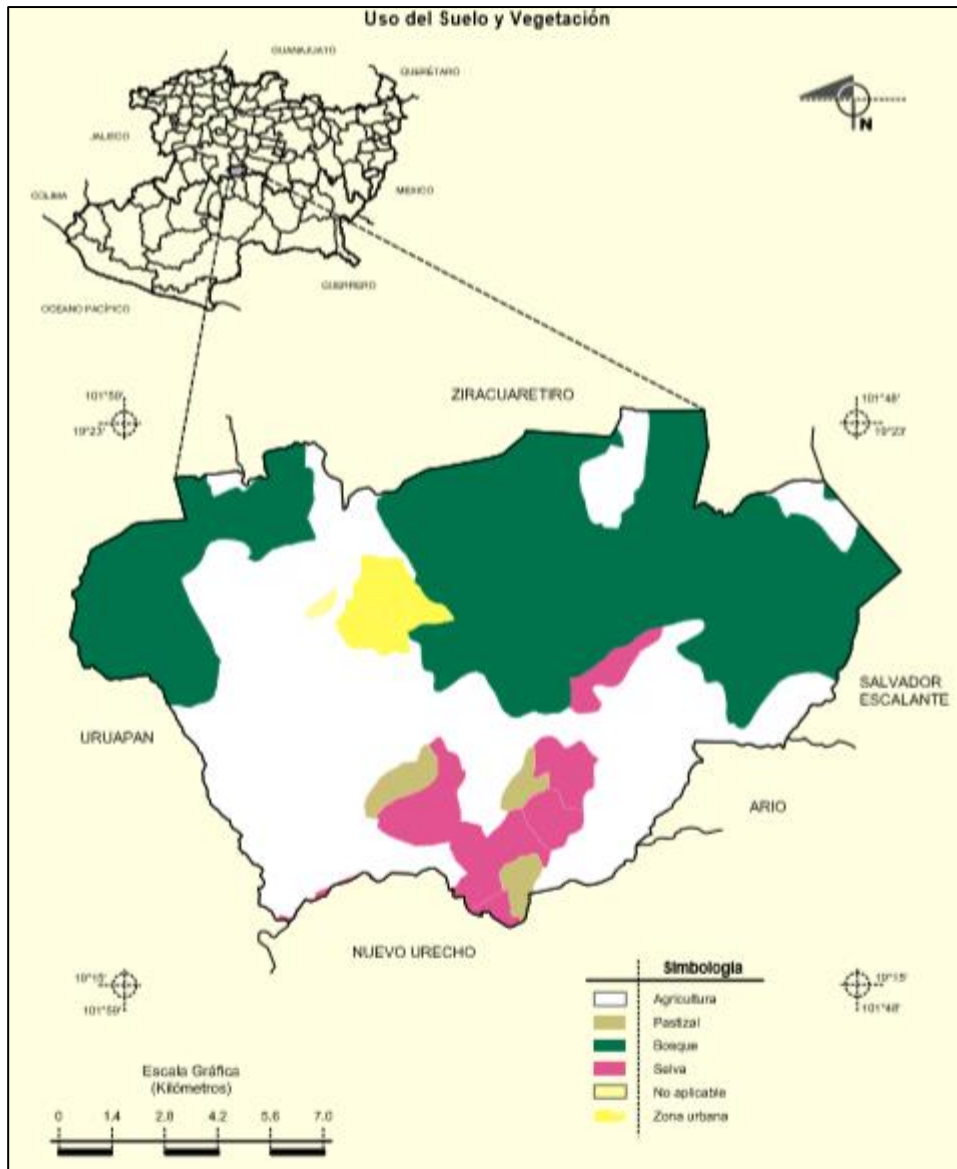


Imagen 3.5 Geología de la zona de estudio.

Fuente: Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos

Mexicanos Taretan Michoacán de Ocampo, 2009.

### 3.4. Informe fotográfico.

A continuación, se muestra el informe fotográfico donde se realiza la revisión de los muros de contención de este proyecto. Se observa el tipo del terreno sobre el cual están contruidos los muros y la vegetación alrededor de éstos.



Imagen 3.6 Muro de contención 1.

Fuente: Propia, 2018.



Imagen 3.7 Muro de contención 2.

Fuente: Propia, 2018.





Imagen 3.8 Muro de contención 3.

Fuente: Propia, 2018.



Imagen 3.9 Muro de contención 4.

Fuente: Propia, 2018.



Imagen 3.10 Muro de contención 5.

Fuente: Propia, 2018.

#### **3.4.1. Problemática.**

La ciudad de Uruapan está localizada en la placa tectónica de Cocos y la placa tectónica Rivera, lo que en los últimos meses se ha presentado actividad sísmica considerable. Por esta razón es necesario constatar que la estructura de retención en el sitio de investigación se encuentre trabajando en su estado de servicio normal.

### **3.4.2. Estado físico actual.**

Actualmente el terreno y muros de contención se encuentran en las condiciones que se ilustraron anteriormente. Sobre el terreno se encuentran edificaciones que se utilizan como casas de oración y retiros.

### **3.5. Solución y planteamiento de alternativas.**

Para poder determinar que la estructura se encuentra estable es necesario valorarla de acuerdo a los factores con los que se calcularon. De esta manera se podrá verificar que está funcionando correctamente y que de lo contrario se propondrían alternativas de acuerdo a la falla existente en alguno de los elementos.

### **3.6. Procesos de análisis.**

Para el proceso de revisión de la estructura de contención se considera el reglamento de construcción de la Comisión Federal de Electricidad. Se empleará el software de dibujo y proyección, AutoCAD, en el que es posible visualizar el dimensionamiento a detalle y las especificaciones a las que está sujeto la edificación; de acuerdo a los datos otorgados por la constructora encargada de la edificación que son: plano de proyección de la estructura y el estudio de mecánica de suelos.

## CAPÍTULO 4

### METODOLOGÍA

En este capítulo se presenta la descripción metodológica que se empleó a lo largo del desarrollo para esta investigación. Se hace referencia al método implementado, el enfoque de la investigación, el alcance que la misma tendrá, así como el diseño, también los instrumentos de recopilación de información y finalizando con la descripción del proceso de investigación.

#### **4.1. Método empleado.**

El método científico es el que se utilizó para esta investigación. Este método es conocido como la transición entre el conocimiento científico y la investigación científica. En otras palabras, éste es la aplicación de la lógica a las realidades o acciones y hechos observados.

“El método científico es un procedimiento para descubrir las condiciones en que se presentan sucesos específicos, caracterizado generalmente por ser tentativo, verificable, de razonamiento riguroso y observación empírica.” (Tamayo y Tamayo; 2003: 28)

Lo importante y fundamental en el método científico no es precisamente el descubrir verdades todo el tiempo, sino determinar el procedimiento óptimo para demostrar que algún enunciado es de tal manera, debido a que cada ciencia estipula y necesita de algún método en especial, de acuerdo a la naturaleza o esencia de los

hechos en estudio, el tipo de pasos que se deben seguir están debidamente regulados por el método científico.

El punto de inicio del método científico está en la verdad de su objetiva interpretación, esto permite construir los conflictos de investigación, los que no pueden formularse generalmente, sino que se requiere fronterizarlos y describirlos con la finalidad de darles una resolución adecuada.

El plano subjetivo en la interpretación de la realidad es eliminado debido al método científico, de esta manera permite que en el proceso investigativo exista la objetividad.

"El método científico es un rasgo característico de la ciencia, tanto de la pura como de la aplicada: donde no hay método científico, no hay ciencia. Pero no es infalible ni autosuficiente. El método científico es falible: puede perfeccionarse mediante la estimación de los resultados a los que llega por medio del análisis directo. Tampoco es autosuficiente, no puede operar en un vacío de conocimientos, sino que requiere algún conocimiento previo que pueda luego ajustarse y elaborarse, y tiene que complementarse mediante métodos especiales adaptados a las peculiaridades de cada tema". (Bunge, citado por Tamayo y Tamayo; 2003: 29)

Se utilizará el método científico para esta investigación, el problema planteado es la retención de suelo mediante un muro de contención. Se iniciará por estudiar el tipo de suelo y cada una de sus propiedades físicas y mecánicas para una cimentación correcta de la estructura, de igual manera se estudiarán los tipos de muro que sean los más adecuados para resolver dicha problemática. Después de

todo esto se tendrán los datos necesarios para poder determinar y tomar la decisión más adecuada y conveniente.

#### **4.1.1. Método matemático.**

Cualquier investigación que posee números de relaciones congruentes y constantes, variedad en hipótesis, diferentes comprobaciones y sean consideradas para corroborar o desacreditar algo, se conoce y supondrá que se estaría aplicando el método cuantitativo, de acuerdo a Mendieta (2005).

Si una idea o pensamiento es integral a la realidad, sería necesario recurrir entonces a la experiencia, ya que el pensamiento tiene el poder de descubrir toda la complejidad de la realidad.

En esta investigación es empleado el método matemático debido a que los datos arrojados y utilizados para los procedimientos aquí escritos son valores numéricos que serán sujetos de comparaciones para poder determinar y llegar a una solución buena y correcta y de ésta manera iniciar con el proceso de construcción.

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

Es denominado este estudio de acuerdo al enfoque en los términos metodológicos como cuantitativo. Esta metodología es aquella que da acceso a estudiar y examinar los datos de una manera científica, o específicamente, de una manera numérica con soporte y ayuda de utensilios del área de la estadística.

Para poder producir una metodología cuantitativa se necesita que entre los elementos inmiscuidos en el problema de investigación se encuentre una unión cuya esencia sea identificada por algún modelo numérico lineal, exponencial o similar.

Mendieta (2005), señala que es necesaria la transparencia entre los elementos de investigación que comprenden la problemática, que sea posible llegar a su definición y limitantes, también saber con exactitud dónde surge el génesis del problema, cuál es su trayectoria y qué tipos de tendencias tienen como características sus elementos.

Se puede decir que algunas características de estos elementos son:

- Ejecutar la observación y evaluar los fenómenos.
- La naturaleza es descriptiva.
- Da acceso a predecir al investigador el perfil del consumidor.
- Los métodos de investigación enrolan: estudio de mecánica de suelos, topografía y el cálculo del muro.
- Los resultados pueden ser generalizados y son descriptivos.

En esta investigación es expuesta la ejecución de un diseño el cual es resuelto por medio de cálculos matemáticos y es posible evidenciar que son exactos para su aceptación y aprobación y así pasar a la edificación. Es necesario mencionar que los datos arrojados para este proyecto no se deben implementar en ningún otro sitio, aunque las características, aparentemente, sean similares; esto debido a que cada proyecto y lugar tienen sus características intrínsecas.

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

En la presente investigación se considera como descriptiva. Esta investigación descriptiva tiene como finalidad especificar las propiedades, las diferentes



características y los perfiles de la gente, grupos, comunidades, procesos o cualquier factor o fenómeno que sea sujeto a un análisis.

Iniciando de lo mencionado por Hernández y Colaboradores (2010), dice que la única intención que tiene es medir o recopilar información de una manera disociada o independiente, o bien, conjunta y colectiva sobre los conceptos o las incógnitas a las que se hace referencia, el objetivo no es demostrar o indicar cómo es que se relacionan éstas.

Se refiere a la etapa de preparación del trabajo científico que de alguna manera deja ordenar el conjunto de las observaciones de los comportamientos o conductas, las características, los factores, los procedimientos y otras variables de fenómenos y acciones. No tiene hipótesis exacta este tipo de investigación, debido a que es fundamentado en una serie de análisis y prueba para ejecutar la variación de la física.

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

Existen dos rubros en el diseño de la investigación:

- No experimental
- Experimental

En el diseño experimental es edificado el contexto y se altera de una manera intencional la variable independiente, son observados los efectos de esta alteración. Los diseños no experimentales son diferentes, se tiene que es cuando una investigación se hace sin manipulaciones o alteraciones en cualquier variable, esto es, que se tratan de estudios donde no es modificado la variable independiente para

poner en una balanza los efectos contra otras variables, en otras palabras, lo que se hace en la investigación no experimental es mirar y observar fenómenos exactamente como se dan en su contexto natural para que a la postre sean evaluados y analizados.

El diseño empleado en esta investigación es clasificado como no experimental, esto porque el proceso enrolado es llevado a cabo sin algún tipo de alteración o manipulación porque las variables independientes surgen y no es posible alterarlas, en otras palabras, son observadas situaciones ya ejecutadas, existentes. La investigación no experimental es empírica y sistemática.

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

Para la revisión de esta investigación fueron utilizados los siguientes programas:

- Office Excel 2016: este programa consta en una hoja de cálculo en la que los datos fueron vaciados y programados de tal manera que arrojaran los datos de acuerdo a las fórmulas de las teorías empleadas para el cálculo de la edificación.
- AutoCAD 2015: para la visualización, proyección y ajustes del proyecto, se utilizó este programa.

Debido a que es una revisión se contaron con todos los datos, por esta razón no fue necesario emplear herramientas de medición o algún otro artefacto. El estudio de mecánica de suelos previamente se había realizado por lo que se tenía la información y especificaciones del suelo en que la estructura estaba cimentada.

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

Conforme al avance presentado en las materias de la carrera se llegó a ver estructuras de soporte de retención de suelo lo cual despertó interés y se llevó al terreno de la investigación. De primer momento se consideró proponer un muro de contención en un predio, sin embargo, enrolados en la búsqueda de éste se coincidió con un ingeniero el cual había realizado una estructura de éstas. De acuerdo a la plática, la idea fue redireccionada no a una propuesta ya sino mejor a una revisión.

Una vez concretado el tema se establecieron los objetivos, se desarrollaron preguntas y se justificaron la investigación y variabilidad. Se elaboró un marco teórico que evalúa el valor potencial en el cual son plasmadas la conveniencia, la relevancia que tendrá en la sociedad, implicaciones prácticas, el valor teórico y la utilidad metodológica.

Para la investigación de campo, fue necesaria una visita de obra para poder analizar y procesar y también sintetizar los objetivos impuestos. Toda la información teórica y práctica fue otorgada por el proyectista de la obra. Los estudios de mecánica de suelos, procesos constructivos, planos, etc. fueron otorgados para así poder comenzar el trabajo de revisión.

Se calculó el muro de acuerdo al estudio de mecánica de suelos del sitio en base a las propiedades físicas del terreno. Una vez obtenido el dimensionamiento fue revisado con detalle cada aspecto de seguridad: deslizamiento, vuelco, hundimiento y capacidad de carga máxima.

Al final, ya con los resultados obtenidos de la revisión, es concluido con referencia hacia el diseño, geometría, son adecuadas, además de justificar lo que se observó.

## CAPÍTULO 5

### CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se hace la revisión de tres muros de contención, cabe mencionar, que se encuentran en el mismo sitio por lo que las características del estudio de mecánica de suelos son similares.

#### 5.1. Dimensionamiento y cálculo de los muros.

De acuerdo a los datos obtenidos en el sitio de los muros y las características del estudio de mecánica se tienen los siguientes datos:

$$\gamma = 1.83 \text{ t/m}^2$$

$$\Phi = 17.22^\circ$$

$$C = 0.22 \text{ kg/cm}^2 = 2.2 \text{ t/m}^2$$

#### 5.1.1. Revisión de los tres muros aplicando la Teoría de Rankine en suelos con cohesión y fricción.

Recordando lo anteriormente dicho, los muros se encuentran en el mismo sitio de estudio por lo que las características del suelo son similares, pero dimensionamientos diferentes. Obtenidos éstos, se procede con el cálculo.

a) Muro de 6 metros.

Para la teoría de Rankine se determina el valor del empuje activo con la siguiente ecuación:

$$EA = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} H$$

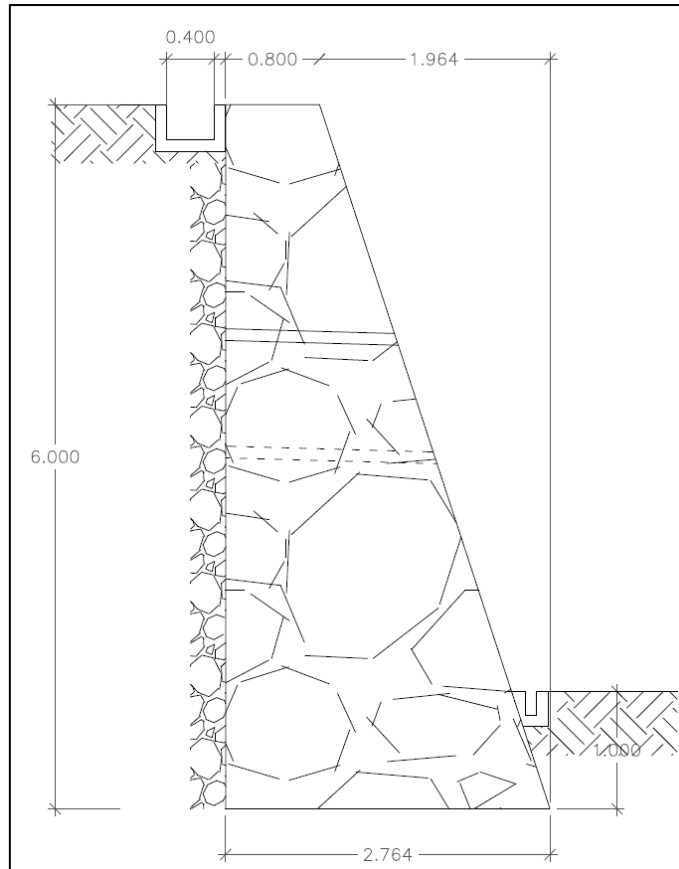


Fig. 5.1 Muro a revisar de 6 metros.

Fuente: Propia, 2018.

Es necesario obtener el valor de  $N\phi$  mediante la fórmula a continuación:

$$N\phi = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{17.22}{2} \right) = 1.841$$

Posteriormente se calcula la profundidad de la grieta:

$$Z = \frac{2C\sqrt{N\phi}}{\gamma} = \frac{2(2.2)\sqrt{1.841}}{1.83} = 3.26 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación de empuje activo:

$$EA = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} H = \frac{1}{2(1.841)} (1.83)(6)^2 - \frac{2(2.2)}{\sqrt{1.841}} (6) = -1.565 \text{ t.m}$$

De acuerdo a este método el empuje dado se ejerce en dirección opuesta al muro, no es lógico, por esta razón es necesario calcularlo por un método diferente, Método de Terzaghi.

b) Muro de 4 metros.

Para la teoría de Rankine se determina el valor del empuje activo con la siguiente ecuación:

$$EA = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} H$$

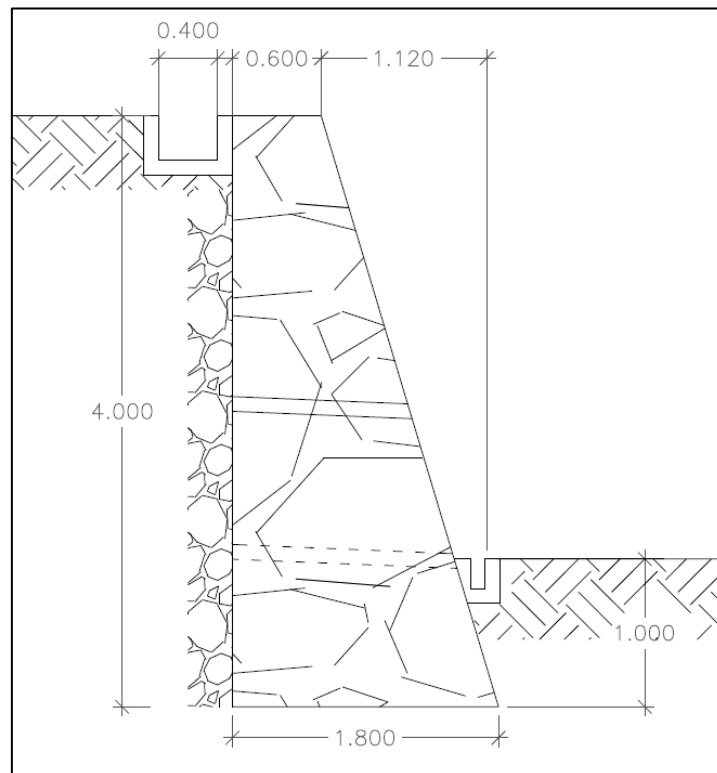


Fig. 5.2 Muro a revisar de 4 metros.

Fuente: Propia, 2018.

Es necesario obtener el valor de  $N\phi$  mediante la fórmula a continuación:

$$N\phi = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{17.22}{2} \right) = 1.841$$

Posteriormente se calcula la profundidad de la grieta:

$$Z = \frac{2c\sqrt{N\phi}}{\gamma} = \frac{2(2.2)\sqrt{1.841}}{1.83} = 3.26 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación de empuje activo:

$$EA = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H = \frac{1}{2} (1.83)(4)^2 - \frac{2(2.2)}{\sqrt{1.841}} (4) = 5.0227 \text{ t.m}$$

De acuerdo a este método el empuje dado se ejerce en dirección opuesta al muro, no es lógico, por esta razón es necesario calcularlo por un método diferente, Método de Terzaghi.

c) Muro de 3 metros.

Para la teoría de Rankine se determina el valor del empuje activo con la siguiente ecuación:

$$EA = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H$$



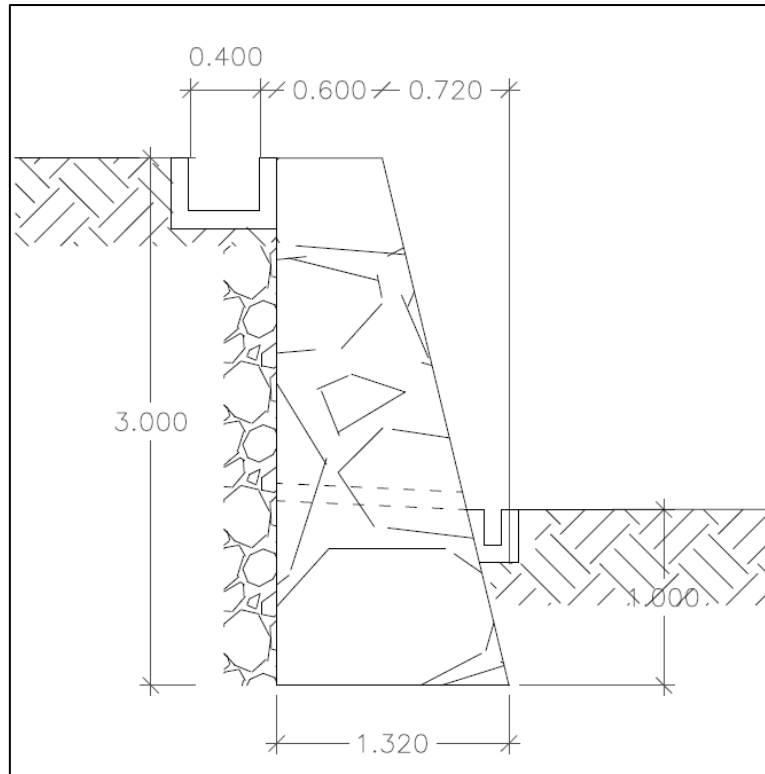


Fig. 5.3 Muro a revisar de 3 metros.

Fuente: Propia, 2018.

Es necesario obtener el valor de  $N\phi$  mediante la fórmula a continuación:

$$N\phi = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{17.22}{2} \right) = 1.841$$

Posteriormente se calcula la profundidad de la grieta:

$$Z = \frac{2C\sqrt{N\phi}}{\gamma} = \frac{2(2.2)\sqrt{1.841}}{1.83} = 3.26 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación de empuje activo:

$$EA = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 - \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} H = \frac{1}{2} (1.83)(3)^2 - \frac{2(2.2)}{\sqrt{1.841}} (3) = -5.2581 \text{ t.m}$$

De acuerdo a este método el empuje dado se ejerce en dirección opuesta al muro, no es lógico, por esta razón es necesario calcularlo por un método diferente, Método de Terzaghi.

### 5.1.2. Revisión de los tres muros por el método semi – empírico de Terzaghi.

Se tienen los siguientes dimensionamientos para los muros y los datos de acuerdo al estudio de mecánica de suelos.

$$\gamma = 1.83 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 17.22^\circ$$

$$C = 0.220 \text{ kg/cm}^2 = 2.2 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{mamp}} = 2.5 \text{ ton/m}^2$$

La clasificación del suelo de acuerdo al SUCS, indica que el suelo que se presenta en el proyecto es una arcilla inorgánica de alta plasticidad. Debido a esto se determina por el método semi-empírico de Terzaghi como un suelo tipo #3 (suelo residual, con cantos bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidades apreciables; escombros). Utilizando esto para ubicarlo en la gráfica para determinación del empuje sobre muros que sostienen un relleno con superficie plana, se obtienen los resultados siguientes:

$$K_h = 750 \text{ kg/m}^2/\text{m}$$

$$K_v = 0 \text{ porque la superficie del relleno es plana.}$$

Valores que sirven para el cálculo de los tres muros.

a) Muro de 6 metros.

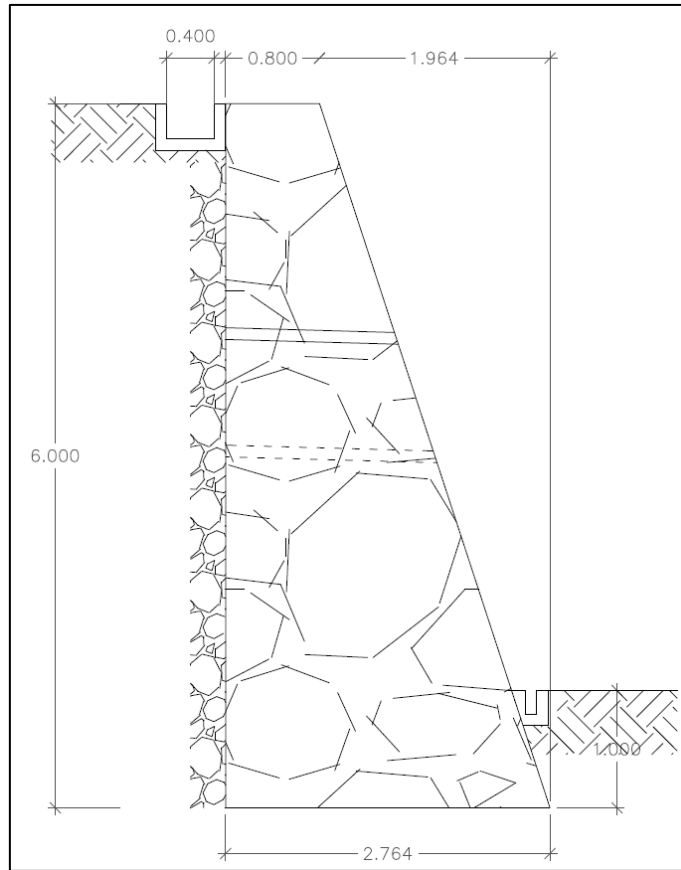


Fig. 5.4 Muro a revisar de 6 metros.

Fuente: Propia, 2018.

$$\therefore Eh = \frac{1}{2} KhH^2 = (0.5)(750)(6)^2 = 13,500 \text{ kg.m} = 13.5 \text{ ton.m}$$

$$\text{Aplicado a } \frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2 \text{ m}$$

Con los resultados anteriores es posible obtener el momento actuante:

$$M_{\text{act}} = Eh * \frac{H}{3} = (13.5)(2) = 27 \text{ ton.m}$$

Ya que una parte del muro se encuentra enterrada es necesario el cálculo del empuje pasivo, el cual se obtiene de la siguiente manera:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 17.22/2) = 1.841$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} (1.83)(1)^2(1.841) = 1.6845 \text{ ton.m}$$

$$\text{Aplicado a } \frac{H}{3} = \frac{1}{3} = 0.33 \text{ m}$$

El valor obtenido del empuje pasivo también se debe considerar como un peso ya que influye en el momento resistente.

Para obtener el momento resistente es necesario dividir o seccionar el muro en diferentes áreas para facilitar el cálculo.

PARTE	PESO (TON)		BRAZO (M)		MR (TON.M)
W1	(0.8)(6)(2.5)	12	1.964 + (0.8/2)	2.364	28.368
W1	((1.964)(6)/2)(2.5)	14.73	1.964 - (1.964/3)	1.309	19.282
	<b>WTOTAL =</b>	<b>26.73</b>			
Ep		1.6845		0.33	0.556
				<b>MRTOTAL =</b>	<b>48.206</b>

Se obtuvo que el momento resistente tiene un valor de 48.206 ton.m.

b) Muro de 4 metros.

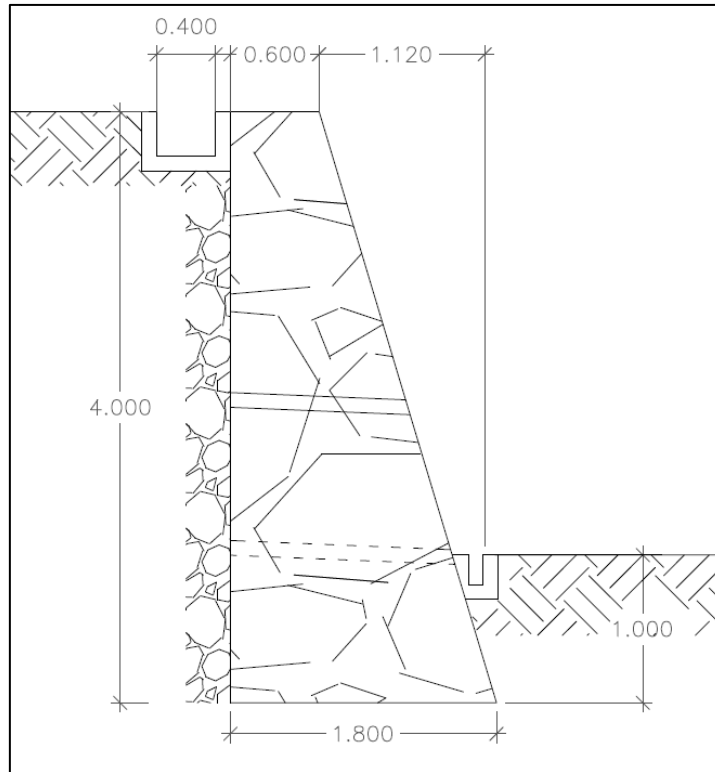


Fig. 5.5 Muro a revisar de 4 metros.

Fuente: Propia, 2018.

$$\therefore Eh = \frac{1}{2} KhH^2 = (0.5)(750)(4)^2 = 6,000 \text{ kg.m} = 6 \text{ ton.m}$$

$$\text{Aplicado a } \frac{H}{3} = \frac{4}{3} = 1.33 \text{ m}$$

Con los resultados anteriores es posible obtener el momento actuante:

$$M_{\text{act}} = Eh * \frac{H}{3} = (6)(1.33) = 7.98 \text{ ton.m}$$

Ya que una parte del muro se encuentra enterrada es necesario el cálculo del empuje pasivo, el cual se obtiene de la siguiente manera:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 17.22/2) = 1.841$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} (1.83)(1)^2(1.841) = 1.6845 \text{ ton.m}$$

$$\text{Aplicado a } \frac{H}{3} = \frac{1}{3} = 0.33 \text{ m}$$

El valor obtenido del empuje pasivo también se debe considerar como un peso ya que influye en el momento resistente.

Para obtener el momento resistente es necesario dividir o seccionar el muro en diferentes áreas para facilitar el cálculo.

PARTE	PESO (TON)		BRAZO (M)		MR (TON.M)
W1	(0.6)(4)(2.5)	6	1.2 + (0.6/2)	1.5	9
W1	((1.2)(4)/2)(2.5)	6	1.2 - (1.2/3)	0.8	4.8
	<b>WTOTAL =</b>	<b>12</b>			
Ep		1.6845		0.33	0.556
				<b>MRTOTAL =</b>	<b>14.356</b>

Se obtuvo que el momento resistente tiene un valor de 14.356 ton.m.

c) Muro de 3 metros.

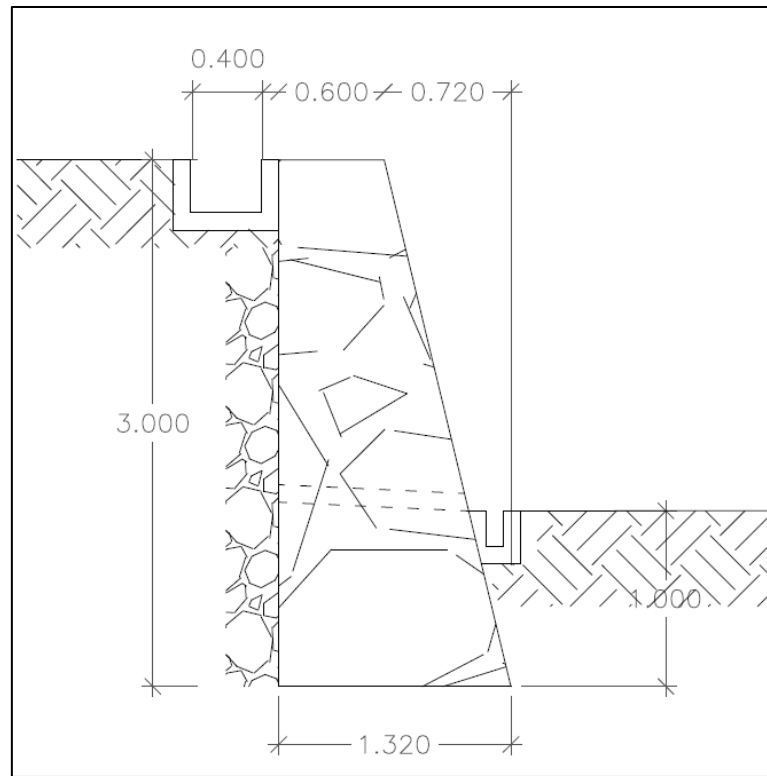


Fig. 5.6 Muro a revisar de 3 metros.

Fuente: Propia, 2018.

$$\therefore Eh = \frac{1}{2} KhH^2 = (0.5)(750)(3)^2 = 3,375 \text{ kg.m} = 3.375 \text{ ton.m}$$

$$\text{Aplicado a } \frac{H}{3} = \frac{3}{3} = 1 \text{ m}$$

Con los resultados anteriores es posible obtener el momento actuante:

$$M_{\text{act}} = Eh * \frac{H}{3} = (3.375)(1) = 3.375 \text{ ton.m}$$

Ya que una parte del muro se encuentra enterrada es necesario el cálculo del empuje pasivo, el cual se obtiene de la siguiente manera:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 17.22/2) = 1.841$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} (1.83)(1)^2(1.841) = 1.6845 \text{ ton.m}$$

$$\text{Aplicado a } \frac{H}{3} = \frac{1}{3} = 0.33 \text{ m}$$

El valor obtenido del empuje pasivo también se debe considerar como un peso ya que influye en el momento resistente.

Para obtener el momento resistente es necesario dividir o seccionar el muro en diferentes áreas para facilitar el cálculo.

PARTE	PESO (TON)		BRAZO (M)		MR (TON.M)
W1	(0.6)(3)(2.5)	4.5	0.72 + (0.6/2)	1.02	4.59
W1	((0.72)(3)/2)(2.5)	2.7	0.72 - (0.72/3)	0.48	1.296
	<b>WTOTAL =</b>	<b>7.2</b>			
Ep		1.6845		0.33	0.556
				<b>MRTOTAL =</b>	<b>6.442</b>

Se obtuvo que el momento resistente tiene un valor de 6.442 ton.m.

## 5.2. Revisión del factor de seguridad por volteo.

Una vez verificadas las dimensiones de los muros y utilizada la teoría adecuada para su diseño, se procede a revisar dicho diseño por volteo.

Este factor se calcula con la siguiente fórmula:



$$\text{Factor de seguridad (F}_s\text{): } \frac{\Sigma \text{ Momento resistente (M}_R\text{)}}{\Sigma \text{ Momento actuante (M}_A\text{)}} > 1.5$$

Para el cálculo de los tres muros, está fórmula queda de la siguiente manera:

a) Muro de 6 metros.

Se tiene:

$$M_{\text{act}} = Eh * \frac{H}{3} = (13.5)(2) = 27 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{resistente}} = 48.206 \text{ ton.m.}$$

$$F_{\text{VOLTEO}} = \frac{48.206}{27}$$

$$F_{\text{VOLTEO}} = 1.785 > 1.5$$

Al resolver la operación, se observa que el resultado es de 1.785, se considera que el muro es seguro si este factor resulta mayor o igual a 1.5. Para esta revisión el 1.785 es mayor y por lo tanto se concluye que el muro es seguro contra volteo.

b) Muro de 4 metros.

Se tiene:

$$M_{\text{act}} = Eh * \frac{H}{3} = (6)(1.33) = 7.98 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{resistente}} = 14.356 \text{ ton.m.}$$

$$F_{\text{VOLTEO}} = \frac{14.356}{7.98}$$

$$F_{\text{VOLTEO}} = 1.799 > 1.5$$

Al resolver la operación, se observa que el resultado es de 1.799, se considera que el muro es seguro si este factor resulta mayor o igual a 1.5. Para esta revisión el 1.799 es mayor y por lo tanto se concluye que el muro es seguro contra volteo.

c) Muro de 3 metros.

Se tiene:

$$M_{\text{act}} = Eh * \frac{H}{3} = (3.375)(1) = 3.375 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{resistente}} = 6.442 \text{ ton.m.}$$

$$F_{\text{VOLTEO}} = \frac{6.442}{3.375}$$

$$F_{\text{VOLTEO}} = 1.901 > 1.5$$

Al resolver la operación, se observa que el resultado es de 1.901, se considera que el muro es seguro si este factor resulta mayor o igual a 1.5. Para esta revisión el 1.901 es mayor y por lo tanto se concluye que el muro es seguro contra volteo.

### **5.3. Revisión del factor de seguridad por deslizamiento.**

Al igual que la revisión por volteo, una vez verificadas las dimensiones de los muros y utilizada la teoría adecuada para su diseño, se procede a revisar dicho diseño por deslizamiento.

Debe cumplirse:

$$F_{\text{DESL}} = \frac{F}{Eh} \geq 1.5$$

a) Muro de 6 metros.

Se tiene que:

$$Eh = \frac{1}{2} KhH^2 = (0.5)(750)(6)^2 = 13,500 \text{ kg.m} = 13.5 \text{ ton.m}$$

Y las fuerzas de fricción resistentes (F) se obtienen de la siguiente manera:

$$\gamma = \frac{Wt}{A} = \frac{26.73}{2.764(1)} = 9.671 \text{ ton/m}^2$$

$$\delta = 0.67C + \gamma \tan \phi = (0.67 * 2.2) + (9.671) \tan(17.22) = 4.471$$

$$F = \delta \times B \times 1 = 4.471 \times 2.764 \times 1 = 12.358$$

En la obtención del factor de deslizamiento también se toma el empuje pasivo

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} (1.83)(1)^2(1.841) = 1.6845 \text{ ton.m} \text{ y sustituyendo los valores}$$

anteriores en la ecuación, se tiene que:

$$F_{\text{DESL}} = \frac{F+E_p}{Eh} = \frac{12.358+1.6845}{13.5}$$

$$F_{\text{DESL}} = 1.0402 \geq 1.5$$

Al resolver la operación, se observa que el resultado es de 1.0402, se considera que el muro es seguro si este factor resulta mayor o igual a 1.5. Para esta revisión el 1.0402 no es mayor por lo tanto no cumple con el factor de deslizamiento.

b) Muro de 4 metros.

Se tiene que:

$$Eh = \frac{1}{2} KhH^2 = (0.5)(750)(4)^2 = 6,000 \text{ kg.m} = 6 \text{ ton.m}$$

Y las fuerzas de fricción resistentes (F) se obtienen de la siguiente manera:

$$\gamma = \frac{Wt}{A} = \frac{12}{1.8(1)} = 6.667 \text{ ton/m}^2$$

$$\delta = 0.67C + \gamma \tan \phi = (0.67 * 2.2) + (6.667) \tan(17.22) = 3.540$$

$$F = \delta \times B \times 1 = 3.540 \times 1.80 \times 1 = 6.372$$

En la obtención del factor de deslizamiento también se toma el empuje pasivo

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} (1.83)(1)^2(1.841) = 1.6845 \text{ ton.m}$$

y sustituyendo los valores

anteriores en la ecuación, se tiene que:

$$F_{\text{DESL}} = \frac{F + E_p}{E_h} = \frac{6.372 + 1.6845}{6}$$

$$F_{\text{DESL}} = 1.343 \geq 1.5$$

Al resolver la operación, se observa que el resultado es de 1.343, se considera que el muro es seguro si este factor resulta mayor o igual a 1.5. Para esta revisión el 1.343 no es mayor y por lo tanto no cumple con el factor de deslizamiento.

c) Muro de 3 metros.

Se tiene que:

$$E_h = \frac{1}{2} K_h H^2 = (0.5)(750)(3)^2 = 3,375 \text{ kg.m} = 3.375 \text{ ton.m}$$

Y las fuerzas de fricción resistentes (F) se obtienen de la siguiente manera:

$$\gamma = \frac{Wt}{A} = \frac{7.2}{1.320(1)} = 5.455 \text{ ton/m}^2$$

$$\delta = 0.67C + \gamma \tan \phi = (0.67 * 2.2) + (5.455) \tan(17.22) = 3.165$$

$$F = \delta \times B \times 1 = 3.165 \times 1.320 \times 1 = 4.178$$

En la obtención del factor de deslizamiento también se toma el empuje pasivo  $E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} (1.83)(1)^2(1.841) = 1.6845 \text{ ton.m}$  y sustituyendo los valores anteriores en la ecuación, se tiene que:

$$F_{\text{DESL}} = \frac{F + E_p}{Eh} = \frac{4.178 + 1.6845}{3.375}$$

$$F_{\text{DESL}} = 1.737 \geq 1.5$$

Al resolver la operación, se observa que el resultado es de 1.737, se considera que el muro es seguro si este factor resulta mayor o igual a 1.5. Para esta revisión el 1.737 es mayor por lo tanto si cumple por deslizamiento.

#### 5.4. Revisión del muro por capacidad de carga.

Para la revisión por capacidad de carga es utilizada la ecuación de la escuadría:

$$\gamma_m = \frac{V}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{B} \right]; \quad e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2}$$

$$\text{Donde: } M = M_R - M_{\text{act}}$$

a) Muro de 6 metros.

$$M_{\text{act}} = Eh * \frac{H}{3} = (13.5)(2) = 27 \text{ ton.m}$$

$$M_R = 48.206 \text{ ton.m}$$

$$\therefore M = 48.206 - 27 = 21.206 \text{ ton.m}$$

$$V = \text{suma de las cargas} = 26.73 \text{ ton}$$

Sustituyendo en:

$$e = \frac{21.206}{26.73} - \frac{2.764}{2} = -0.589$$

se toma como valor absoluto = |0.589|

$$\text{Y si } \frac{B}{6} = \frac{2.764}{6} = 0.461$$

No cumple con

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} < \frac{B}{6} \therefore \text{NO CUMPLE POR CAPACIDAD DE CARGA}$$

b) Muro de 4 metros.

$$M_{\text{act}} = Eh * \frac{H}{3} = (6)(1.33) = 7.98 \text{ ton.m}$$

$$M_R = 14.356 \text{ ton.m}$$

$$\therefore M = 14.356 - 7.98 = 6.376 \text{ ton.m}$$

$$V = \text{suma de las cargas} = 12.00 \text{ ton}$$

Sustituyendo en:

$$e = \frac{6.376}{12} - \frac{1.80}{2} = -0.369$$

$$\text{Y si } \frac{B}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30$$

No cumple con

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} < \frac{B}{6} \therefore \text{NO CUMPLE POR CAPACIDAD DE CARGA}$$

c) Muro de 3 metros.

$$M_{\text{act}} = Eh * \frac{H}{3} = (3.375)(1) = 3.375 \text{ ton.m}$$

$$M_R = 6.442 \text{ ton.m}$$

$$\therefore M = 6.442 - 3.375 = 3.067 \text{ ton.m}$$

$$V = \text{suma de las cargas} = 7.2 \text{ ton}$$

Sustituyendo en:

$$e = \frac{3.067}{7.2} - \frac{1.32}{2} = -0.234$$

$$\text{Y si } \frac{B}{6} = \frac{1.32}{6} = 0.22$$

No cumple con

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} < \frac{B}{6} \therefore \text{NO CUMPLE POR CAPACIDAD DE CARGA}$$

En base a los resultados obtenidos en este proceso, se logra observar que la geometría de los muros no es la adecuada para cumplir con los factores de análisis de estabilidad y a su vez que la capacidad de carga del terreno no soporta los esfuerzos generados por los mismos muros. Por lo que se propone cambiar la geometría de los muros para que éstos cumplan.

En los anexos A, B y C se encuentra la geometría original en la que los muros están contruidos y sus especificaciones correspondientes. En el anexo A, se encuentran las especificaciones del muro de 6 metros; en el anexo B, el de 4 metros y finalmente en el anexo C, el de 3 metros.

## CONCLUSIÓN

En el presente trabajo de investigación la premisa fue revisar tres estructuras retenedoras de suelo para esto y entrar en contexto se definieron, se explicaron, se compararon, se analizaron y calcularon diferentes parámetros y puntos clave para llegar a un confiable resultado.

Así mismo, se definió el concepto de suelo, los tipos y características físicas y mecánicas de los suelos; lo cual es necesario debido a que el suelo es un escenario diferente para la construcción de cualquier estructura muy particular. Reconocer un suelo transportado o residual, friccionante o cohesivo, con presencia de arcillas expansivas, etc. es importante ya que de éste punto tan importante se desplanta el análisis, el cálculo y el diseño de la estructura.

Explicar la mecánica de suelos y las pruebas que lo conforman garantizan el tipo de suelo con el que se está trabajando, las pruebas ejercidas definirán sus comportamientos mecánicos una vez que se haya impactado el suelo. Existen diferentes pruebas científicamente comprobadas como la granulometría, los estados límite líquido y límite plástico, identificar las fases del suelo que lo componen. Estos datos se obtuvieron mediante el estudio de mecánica de suelos del sitio y de acuerdo a esto, como antes mencionado, se hizo el análisis y el cálculo para constatar que los muros estuvieran teniendo un comportamiento adecuado a lo que requerido.

Existe un estándar general para la identificación de suelos denominada SUCS, se compararon los resultados arrojados por el estudio de mecánica de suelos con



dicha clasificación e identificando que verdaderamente se estuviera tratando de un suelo cohesivo friccionante.

Como definición, un muro de contención es una estructura que debe soportar las cargas y/o empujes que ejerce el terreno sobre éste, cumpliendo con factores de seguridad por volteo, deslizamiento y capacidad de carga evitando desmoronamiento del terreno o colapso de la estructura aledaña a éste. Las características de la estructura varían de acuerdo con el material con que se construye y el tipo es definido a la necesidad latente.

Al identificar el tipo de muro que se ejecuta es necesario analizar y calcular los empujes ejercidos por el suelo hacia la estructura ya que con estos datos se puede definir la geometría necesaria para tener una estabilidad adecuada.

Analizar el dimensionamiento de las estructuras ya empleadas es necesario para corroborar analíticamente que el diseño haya sido el ideal o que por lo menos cumpla con el estado de servicio para el cual se construyó.

En este punto es posible dar respuesta a la pregunta principal de este trabajo de investigación la cual plantea, ¿Es adecuado el diseño de los muros de contención para el terreno con el que se cuenta? De acuerdo al concepto de suelo y sus características, la mecánica de suelos del lugar, la comparación de estos datos con el SUCS, el cálculo de los empujes del suelo sobre la estructura y el análisis de acuerdo al dimensionamiento de los muros se resuelve a que carecen de un ancho de base correcto. En los tres muros al aumentar la base por ende el contacto es

mayor y hace lógica con: esfuerzo es igual a carga sobre área, es decir, que al tener superficie de contacto difícilmente se podrá presentar una penetración.

El muro de 3 metros, está construido con una geometría de 0.60 metros de corona, una altura de 3 metros y una base de 1.32 metros al efectuar los cálculos se llega a la conclusión de que es una estructura muy esbelta, debido a esto la superficie de contacto no es suficiente para que resista el esfuerzo que actúa sobre el terreno. Como anteriormente se mencionó, la solución fue incrementar su base dando teniendo una geometría nueva de 0.60 metros de corona, altura de 3 metros y una base de 1.5.

De igual manera el muro de 4 metros no cumple su geometría original por lo que se rediseñaron sus dimensionamientos originales, quedando una geometría de 0.60 metros de corona, una altura de 4 metros y una base de 2 metros. Y finalmente al muro de 6 metros se recalculó con un dimensionamiento de 0.8 metros de corona, 6 metros de altura y una base de 3.5 metros.

## **BIBLIOGRAFÍA**

Barros Peña, Jose. (1974)

Muros de contención

Ed. Ceac, Barcelona

Crespo Villalaz, Carlos. (2004)

Mecánica de suelos y cimentaciones

Ed. Limusa, México

Hernández y Colaboradores, Roberto (2010)

Metodología de la investigación

Ed. McGraw-Hill

Juárez Badillo, Eulalio. (2005)

Mecánica de suelos Tomo 1: Fundamentos de la mecánica de suelos

Ed. Limusa, México

Juárez Badillo, Eulalio. (2004)

Mecánica de suelos Tomo 2: Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos

Ed. Limusa, México

Juárez Badillo, Eulalio. (1973)

Mecánica de suelos Tomo 2: Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos

Ed. Limusa, México

Mendieta Ramírez, Angelica (2008)

Diseños de la investigación

Ed. Ediciones La Biblioteca

Merrit, Frederick. (2008)

Manual del Ingeniero Civil Tomo 1

Ed. McGraw-Hill, México

SAGARPA (2018) México

Muros de Contención

Sowers F., George. (1972)

Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones

Ed. Limusa, México

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de  
Estructuras de Mampostería (2015)

## OTRAS FUENTES

Cementos Cibao. (2018)

Mampostería y sus usos en la construcción

Recuperado de:

<http://www.cementoscibao.com/mamposteria-usos-en-la-construccion/>

H. Ayuntamiento de Taretan. (2018)

Enciclopedia de los Municipios y Delegaciones de México.

Recuperado de:

<http://siglo.inafed.gob.mx/enciclopedia/EMM16michoacan/index.html>

Productos Químicos del Sur S.A. de C.V.

PROQUISUR

Recuperado de:

<https://www.productosquimicosdelsur.com.mx/montinox/>

Plasticidad (2018)

Recuperado de:

<https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Carta%20de%20Plasticidad.pdf>

María del Rosario Giménez Ramírez. (2015)

Capítulo 12 geotecnia tabla clasificación de las rocas

Recuperado de:

<http://docplayer.es/5768339-Capitulo-12-geotecnia-tabla-12-1-clasificacion-de-las-rocas.html>

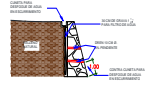
**ANEXOS**



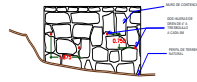
**ANEXO**

**A**

### DRENAJE EN MURO

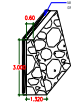


VISTA EN CORTE



ALZADO LONGITUDINAL

#### DIMENSIONES

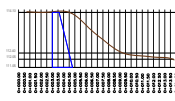


ISOMÉTRICO

#### ESPECIFICACIONES



#### PERFIL



#### INGENIEROS W & C

##### INGENIERIA CIVIL

INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL

MURO DE 3 METROS

PROYECTO

CLIENTE

FECHA

ESCALA

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

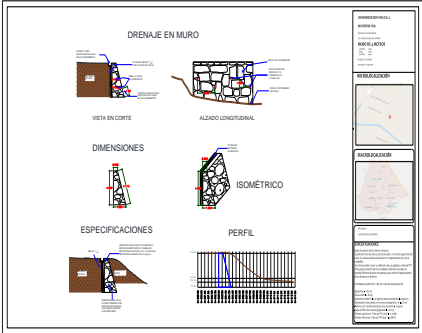
PROYECTO

PROYECTO

PROYECTO

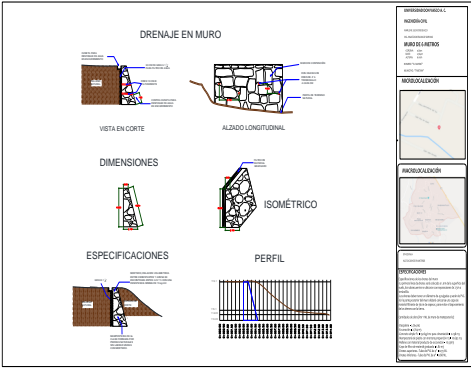
**ANEXO**

**B**



**ANEXO**

**C**



<b>PROYECTISTA:</b> ALVARO
<b>PROYECTO:</b> MUR DE RETENCIÓN
<b>FECHA:</b> 15/06/2023
<b>ESCALA:</b> 1:10
<b>PROYECTISTA:</b> ALVARO
<b>PROYECTISTA:</b> ALVARO
<b>PROYECTISTA:</b> ALVARO