



UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN PARA RETENER UN TALUD DE UN TERRAPLÉN PARA LA HUERTA “LOS TRES POTRILLOS” EN LA LOCALIDAD DE PATUÁN, MICH.

Tesis

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Carlos Iván Castrejón Sánchez

Asesor:

Ing. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, a 24 de Mayo del 2017



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.

INDICE

Introducción.

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

Capítulo 1.- Mecánica de suelos.

1.1. Definición de mecánica de suelos.6
1.2. Historia, Antecedentes y desarrollo.7
1.3. Características plásticas del suelo.8
1.4. Granulometría.9
1.5. Compactación de los materiales.10
1.6. Suelo..11
1.6.1. Agentes generadores de suelo.12
1.6.2. Suelos residuales y transportados.13

1.6.3. Clasificación e identificación de suelos.13
1.6.4. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.15
1.6.5. Fases del suelo y Símbolos.18
1.7. Drenaje de los suelos.20
1.7.1. Formas y tipos de drenaje.21
1.8. Compactación de los suelos.22
1.8.1. Compactación en laboratorio.24
1.8.2. Compactación en campo.27
1.9. Muestreo.31
1.9.1. Tipos de muestras.33

Capítulo 2.- Muros de contención.

2.1. Definición de muro de contención.34
2.2. Partes de un muro de contención.37
2.3. Empujes.39
2.3.1. Muro de concreto en masa y de mampostería.41
2.3.2. Efectos de los empujes.42
2.4. Formas.43

2.4.1. Muros de mampostería de piedra.	.43
2.5. Presiones sobre el terreno.	.45
2.6. Acción de cimentaciones poco profundas, capacidad de soporte.	.48
2.6.1. El acercamiento tradicional.	.48
2.6.2. Determinaciones de las capacidades de soporte por medio de pruebas de carga..	.40
2.7. Análisis de la estabilidad.	.51
2.7.1 Causas de los movimientos de las masas de tierra.	.52
2.8. Estabilidad de taludes.	.54
2.9. Teorías de empuje.	.55
2.9.1. Teoría de Coulomb para suelos friccionantes.	.56
2.9.2. Método gráfico para la aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos friccionantes..	.61
2.9.3. Teoría de Coulomb en suelos con cohesión y fricción..	.65

Capítulo 3.- Resumen de Macro y Micro localización.

3.1. Generalidades..	.68
3.1.1. Objetivo.	.68
3.1.2. Alcance del proyecto.	.69

3.2. Resumen ejecutivo.69
3.3. Entorno geográfico.70
3.3.1. Macro y Micro localización.70
3.3.2. Geología Regional y de la Zona de Estudio.73
3.3.3. Hidrografía Regional y de la Zona de Estudio.74
3.3.4. Uso de Suelo Regional y de la Zona en Estudio.75
3.4. Informe fotográfico.77
3.4.1. Problemática de deslave.78
3.4.2. Estado físico actual..79
3.5. Alternativas de solución.79
3.5.1. Planteamiento de alternativas.80
3.5.2. Procesos de análisis.80

Capítulo 4.- Metodología.

4.1. Método empleado.82
4.1.1. Método matemático.84
4.2. Enfoque de la investigación.84
4.2.1. Alcance de la investigación.86

4.3. Diseño de la investigación.86
4.4. Instrumentos de recopilación de datos.88
4.5. Descripción del proceso de investigación.89

Capítulo 5.- Cálculo, Análisis e Interpretación de resultados.

5.1. Topografía.90
5.1.1. Levantamiento Topográfico.91
5.1.2. Perfil.93
5.2. Estudio de mecánica de suelos.94
5.2.1. En que consiste un estudio de mecánica de suelos.95
5.2.2. Pruebas de estudio.95
5.3. Drenaje de un muro.100
5.3.1. Especificaciones de diseño del drenaje.100
5.4. Cálculo del muro.103
5.4.1. Cálculo de empujes por el método de (Rankine).105
5.4.2. Cálculo del momento resistente.107
5.4.3. Revisión del Factor de Seguridad por Volteo.108
5.4.4. Revisión del Factor de Seguridad por Deslizamiento.109

5.4.5. Revisión por Capacidad de Carga.110

Conclusiones.113

Bibliografía..117

Anexos

INTRODUCCIÓN.

Antecedentes.

Se conoce como muro de contención a las estructuras destinadas a la contención de tierras en general. Particularmente pueden contener granos, agua, materiales sueltos, etc. Se utilizan generalmente en la construcción de vías férreas o de carreteras, donde el ancho de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho, según señala Barros, (2005).

De manera similar los muros de sótanos de los edificios deben ubicarse dentro de los límites de una propiedad y contener el suelo alrededor del sótano, la construcción de una fosa para automóviles en un taller de reparación de vehículos implica la construcción de un muro de contención de las tierras aledañas a la fosa. A lo que se le llama terraplén, es simplemente rellenar un terreno para elevar su nivel y formar un plano donde se podrá hacer uso de dicho terreno como si fuese un terreno plano natural ya que el terraplén cuenta con la compactación necesaria dependiendo del uso que se le dará.

En las últimas décadas han tenido un fuerte desarrollo tecnológico, debido principalmente a la aparición de nuevas alternativas de solución como complemento a las de uso más tradicional. El avance alcanzado en el desarrollo de estas estructuras ha sido por la incorporación de nuevos materiales, así como nuevos métodos constructivos y la creación de nuevos elementos estructurales, según señala Urbán (2009).

Según la página electrónica www.sagarpa.gob.mx (2016), la construcción de estos muros generalmente se utilizan piedra braza mayores de 30 cm, que no tenga grietas o fisuras e inclusiones de materiales diferentes a la composición de la piedra (vetas de cal o material arcilloso) que disminuyan su resistencia. Deben de rechazarse piedras con caras redondeadas o boleadas (forma de bola). Los espacios entre las piedras no deben ser mayores de 2.5 cm. En espacios mayores de 3 cm deberán éstos de acuñarse con piedras pequeñas o rajuelas del mismo material de las piedras.

Anteriormente ya se ha tratado este tema (muros de contención), se han encontrado dos tesis con este tema en la biblioteca de la Universidad Don Vasco. Una realizada en el año 2012 por el alumno de Ingeniería Civil, Roberto Ruiz Abarca y que lleva por título “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 realiza un diseño de muro contención a base de concreto armado, éste tipo de muro es muy similar al que analizaremos en este proyecto.

Así como también la tesis de la alumna de Ingeniería Civil, Patricia Montserrat Ávila Vigíl, dos años después (2014) realizó también su tesis con el título de “DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD A BASE DE MAMPOSTERÍA UBICADO EN LA UNIVERSIDAD DON VASCO”. En esta tesis se tomaron en cuenta la mayoría de los puntos más importantes para el desarrollo y construcción de un muro de contención a base de mampostería por lo tanto veremos a continuación que durante el desarrollo de esta nueva tesis analizaremos puntos

que son sumamente importantes para el estudio y construcción de un muro de contención.

Planteamiento del problema.

En algunas ocasiones, cuando se tiene un terreno con una pendiente muy elevada ya sea debido a la excavación para la construcción de una obra, contener un talud de un terraplén o un talud muy inclinado de un terreno natural. Este muro deberá tener las dimensiones necesarias para garantizar la seguridad, con lo que se pretende realizar el cálculo y detallado para esta estructura, para así obtener toda la información necesaria.

Un muro de contención puede ser de concreto armado o de mampostería eso ya dependerá de las necesidades y la topografía del terreno. En este caso analizaremos solamente el muro de mampostería de piedra brasa con un diseño por gravedad ya que el lugar donde se llevará a cabo la obra ya se cuenta con parte del material necesario (piedra). Se requiere terraplenar el terreno para hacer la construcción de una cabaña, pero se necesita el cálculo del muro.

Se comienza realizando principalmente un estudio de mecánica de suelos para así saber sobre qué tipo de suelo se construirá y en base a eso determinar las dimensiones del muro.

Objetivo general.

Diseñar un muro de contención de tierras por gravedad que retenga el talud de un terraplén, en una huerta que se encuentra localidad de Patuán que está situada

en el municipio de Ziracuaretiro en el estado de Michoacán de Ocampo. Se busca realizar el muro con el menor costo posible.

Pregunta de investigación.

Al realizarse la presente investigación habrá de darse respuesta a la siguiente pregunta:

¿Cuáles serán las dimensiones que deberá tener el muro de contención para que cumpla con la seguridad necesaria, así como los materiales a utilizar para las condiciones con las que cuenta el lugar en el que se construirá el muro, tomando en cuenta las características del mismo?

Justificación.

Dada la topografía del terreno y la necesidad de contener el talud de un terraplén se pretende construir un muro de contención de gravedad a base de mampostería de piedra brasa, en el lugar donde se llevará a cabo la mencionada obra ya se cuenta con parte del material a utilizar como es la piedra brasa es debido a esto que se analizará solo de mampostería de piedra brasa y como también se cuenta con el espacio suficiente, de esa manera se reducirá el costo y no será necesario analizarlo a base de concreto armado.

Cuando se lleva a cabo cualquier tipo de obra civil se requiere realizar un estudio de mecánica de suelos ya que siempre se encontrarán distintos tipos de suelo, aunque a simple vista parezcan muy similares no será así porque hay muchos factores que intervienen, también de este estudio depende el proceso por el cual se

someterá la obra a construir y que tipos de materiales son los más convenientes para economizar sin afectar su resistencia.

Con esta investigación se verán beneficiados principalmente el propietario del lugar donde se llevará a cabo dicho estudio, así como ingenieros, estudiantes, personas interesadas en el tema ya que se describirá de manera muy detallada todo el proceso constructivo del muro.

Marco de referencia.

El trabajo de investigación se realizó en la localidad de Patuán, que según el INEGI (2010), está situada en el municipio de Ziracuaretiro en el estado de Michoacán de Ocampo. Tiene 1373 habitantes. A 1260 metros de altitud sobre el nivel del mar, sus coordenadas geográficas son entre los paralelos 19°21' y 19°31' de latitud norte; los meridianos 101°48' y 102°00' de longitud oeste.

En la localidad hay 680 hombres y 693 mujeres. La relación mujeres/hombres es de 1,013. El ratio de fecundidad de la población femenina es de 2.89 hijos por mujer. El porcentaje de analfabetismo entre los adultos es del 5,74% (5,49% en los hombres y 5,98% en las mujeres) y el grado de escolaridad es de 5.97% (5.93% en hombres y 6.0% en mujeres).

Tiene un clima semicálido húmedo con abundantes lluvias en verano (53.07%), semicálido subhúmedo con lluvias en verano, cuenta con un rango de temperatura que oscila entre los 16 – 24°C y con un rango de precipitación de entre 1,200 – 2,000 mm, se caracteriza por tener bosque.

CAPÍTULO 1

MECÁNICA DE SUELOS

En el presente capítulo se da a conocer de manera general en qué consiste la mecánica de suelos, cómo es que se lleva a cabo dicho estudio, en qué consiste el muestreo, así como las pruebas de laboratorio que se realizan y cuál es su función principal, también se explicarán brevemente los tipos de fallas en los muros, así como su clasificación, por qué se generan estas fallas, cómo se originan, y los principales factores que se deben tomar en cuenta a la hora de construir un muro para evitar una falla.

1.1. Definición de mecánica de suelos.

De acuerdo con Villalaz (2004), se puede considerar que el objetivo principal de la Mecánica de Suelos es estudiar el comportamiento del suelo para ser usado como material de construcción o como base de sustentación de las obras de ingeniería y la importancia de los estudios de la mecánica de suelos radica en el hecho de que si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo o si, aún sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no se tomen en cuenta en el diseño, produciendo a su vez deformaciones importantes como fisuras, grietas, alabeo o desplomos que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono.

También el suelo se considera que es un agregado natural de partículas minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como agitación en agua. Por el contrario, una roca es un agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas y permanentes.

También la Mecánica de Suelos se interesa por la estabilidad del suelo, por su deformación y por el flujo de agua, hacia su interior, hacia el exterior y a través de su masa, tomando en cuenta que resulte económicamente factible usarlo como material de construcción.

1.2. Historia, Antecedentes y desarrollo.

La Mecánica de suelos es una ciencia muy joven, con este nombre se le viene conociendo desde 1925, año en el que el profesor Karl Terzaghi publicó en Viena su tratado. Es evidente que mucho antes de Terzaghi los constructores, ingenieros y arquitectos se habían preocupado por el suelo.

Hay estudios del mismo, considerando que se remontan a épocas muy anteriores, los habitantes prehistóricos construyeron ciudades lacustres sobre lagos, en lo que ahora es Suiza e Italia.

Los pueblos de la antigüedad, persas, griegos y romanos, construyeron puentes, templos monumentales, grandes obras hidráulicas como los acueductos, etc. La edad media, la construcción de las catedrales, con su gran peso implica que ya tenían conocimientos importantes de los suelos. Pero a partir del siglo XVIII cuando

los estudios de las tierras tienen un desarrollo más técnico, se precisan las nociones de equilibrio, empuje de tierras sobre muros.

1.3. Características plásticas del suelo.

Según Villalaz (2004), la plasticidad se puede definir como la propiedad que presentan todos los suelos para deformarse. Con base en esto puede medirse el comportamiento de los suelos. Mientras que las arcillas presentan esta propiedad en grado variable, las arenas limpias y secas carecen de ella. Para conocer la plasticidad de un suelo se usan los límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico y límite de contracción), y mediante el conocimiento de ellos se puede también conocer el tipo de suelo que se está estudiando, y se definen de la siguiente manera:

Límite Líquido (L.L.): Es el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al estado plástico.

Límite Plástico (L.P.): Se define como el contenido de humedad, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico.

Límite de Contracción (L.C.): Se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no le ocasiona ya ninguna disminución en el volumen del suelo.

La diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama índice de contracción (I.C.), y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida.

1.4. Granulometría.

Partiendo de lo dicho por Villalaz (2004), la granulometría es la técnica para la medida del tamaño de los granos de una formación sedimentaria y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica con fines de análisis tanto de su origen como de sus propiedades mecánicas.

La granulometría y el tamaño máximo de agregado afectan las proporciones relativas de los agregados así como los requisitos de agua y cemento, la trabajabilidad, capacidad de bombeo, economía, porosidad, contracción y durabilidad del concreto.

El método de determinación granulométrico más sencillo es obtener las partículas por una serie de mallas de distintos anchos, que actúen como filtros de los granos que se llama comúnmente columna de tamices, como se muestra en la siguiente figura 1.1.



Fig. 1.1.- Mallas para el proceso de granulometría.

Fuente: www.simas.ru; 2016.

1.5. Compactación de los materiales.

De acuerdo con Villalaz (2004) la compactación de los suelos, con equipos mecánicos, y que forma un capítulo sumamente importante como medio para incrementar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los mismos, no fue reconocida ampliamente sino hasta que R.R. Proctor publicó sus investigaciones sobre este tema en el año de 1993. A partir de esa fecha se han llevado a cabo muchas más investigaciones al respecto, cambiando las características de la compactación.

1.6. Suelo.

Según Juárez (2004), es común la creencia de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujeta., a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. El suelo es un término del que hacen uso diferentes profesantes, la interpretación varía de acuerdo a sus respectivos intereses.

El suelo es un material que está formado por partículas minerales producidas por la descomposición de las rocas y vacíos, los cuales pueden o no estar ocupados por agua.

El origen se ha dado por procesos que dieron lugar a la aeración de las rocas que son la desintegración mecánica y la descomposición química. Los suelos se dividen en “suelos residuales”, que son los suelos que permanecen en el lugar donde se formaron y los “suelos transportados”, son aquellos formados por los productos de alteración de las rocas removidos y depositados en otro sitio diferente al de su origen siendo los principales causantes de esto el agua, el viento, los glaciares, la gravedad, etc.

“Para los fines de esta obra, la palabra Suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidas de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie. El agua contenida

juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo”. (Juárez, 2005:34)

1.6.1. Agentes generadores de suelo.

La corteza terrestre principalmente es atacada por el aire y las aguas, estas sustancias son sumamente variadas, estos mecanismos de ataque se dividen en dos grupos; desintegración mecánica y descomposición química.

El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios drásticos de temperatura, congelación del agua en las juntas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Debido a esto las rocas se llegan a convertir en arenas o limos, pero rara vez en arcillas.

Por descomposición química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es el agua y la carbonatación. Estos mecanismos normalmente producen arcilla como último producto de descomposición. Generalmente esto ocurre por los cambios de temperatura por eso es común encontrar arcilla en zonas húmedas y cálidas, mientras que en zonas más frías se encuentran zonas arenosas o limosas, más gruesas.

1.6.2. Suelos residuales y transportados.

“Los productos del ataque de los agentes de intemperismo pueden quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan, dando así origen a suelos llamados residuales. Pero esos productos pueden ser removidos del lugar de su formación, por los mismos agentes geológicos y depositados en otra zona. Así se generan suelos que sobre yacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos; a estos suelos se les denomina transportados”. (Juárez, 2005:35)

Existen numerosos agentes de transporte, siendo los más importantes: los glaciares, el viento, los ríos, los mares, etc. El escurrimiento de tormentas produce arrastre de materiales de gran tamaño que se van estancando a lo largo de su curso y los suelos más finos se quedan en zonas más planas donde la velocidad de flujo es menor.

Los vientos pueden arrastrar partículas de diferentes tamaños dependiendo principalmente de su velocidad y puede variar desde un suelo fino (limo), hasta suelos gruesos (arenas), estos arrastres pueden hacer que las partículas sean depositadas a grandes distancias de su lugar de origen.

1.6.3 Clasificación e identificación de suelos.

“Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa. Obviamente la Mecánica de Suelos desarrolló estos sistemas de clasificación desde un principio”. (Juárez, 2005:149)

Un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, deberá estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos. Puesto que un sistema que incluyese relaciones cuantitativas y de detalle respecto a las propiedades mecánicas resultaría, sin duda, excesivamente complicado su aplicación práctica.

Este sistema dice que las propiedades mecánicas e hidráulicas de un suelo que contenga partículas muy pequeñas como las que pasan la malla #200 pueden deducirse cualitativamente partiendo de sus características de plasticidad y para los suelos que contengan partículas mayores a la malla #200 se siguen clasificando con el granulométrico, puede usarse como base de clasificación en todos los materiales granulares.

“El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponde según sus características”. (Juárez; 2005:150)

Los términos roca y suelo, así como son utilizados por el ingeniero civil y a diferencia del concepto geológico que supone roca a todos los elementos constitutivos de la corteza terrestre, implican una clara diferencia entre dos tipos de materiales.

La roca es considerada como un agregado natural de partículas minerales unidas mediante grandes fuerzas cohesivas de alta resistencia y suelo,

contrariamente, a todo elemento natural compuesto de corpúsculos minerales separables por medios mecánicos de poca intensidad, como son la agitación en agua y la presión de los dedos de la mano.

Retomando lo dicho por Villalaz (2004), para distinguir un suelo de una roca se puede hacer uso de un vaso de precipitado con agua en el que se introduce la muestra a clasificar y se agita. La desintegración del material al cabo del tiempo conduce al calificativo de suelo, considerándose roca en el caso de efectos contrarios. Por medio de la compresión se puede establecer una frontera numérica; si el material rompe a menos de 14 kg/cm² se toma como suelo, significándose que tal límite es arbitrario y que, en ocasiones, muestras que superan en el laboratorio el supradicho esfuerzo son manejadas con los criterios de suelo.

1.6.4. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Según Juárez (2005), este sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Suelos gruesos: El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo.

a) Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico G (Gravel).

b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (Sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N° 4, y es del grupo genérico S, en caso contrario.

Suelos finos: También en este caso el sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

a) Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).

b) Arcilla, inorgánicas, de símbolo genérico C (clay).

e) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Un sistema de clasificación que requiere cubrir las necesidades correspondientes debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos. Es utilizado para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. Este sistema de clasificación puede ser aplicado a la mayoría de los materiales.

Este sistema fue propuesto por Arturo Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en el año 1942 para aeropuertos.

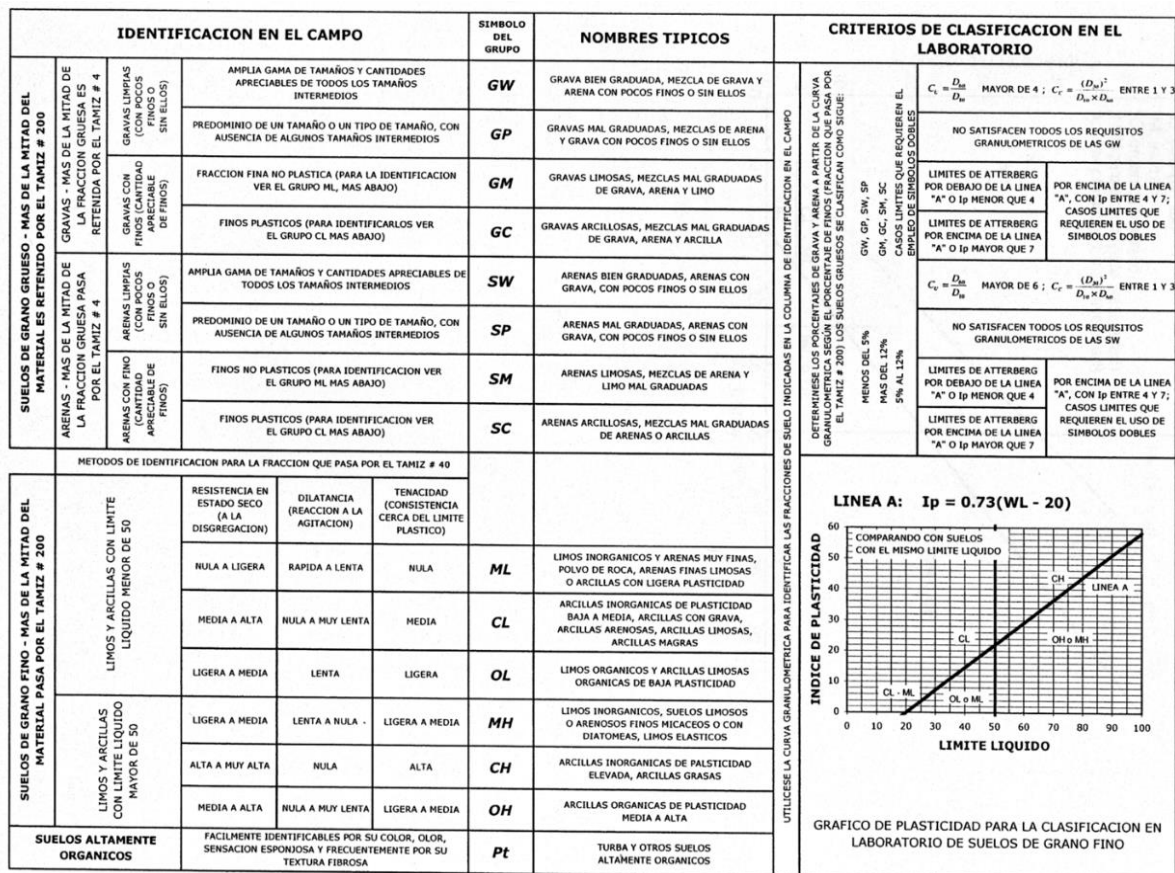


Fig. 1.2.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Fuente: www.fao.org; 2016

1.6.5. Fases del suelo y símbolos.

Partiendo de lo dicho por Juárez (2004), en un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa:

- Fase Sólida: Está formada por las partículas minerales del suelo, (incluyendo la capa sólida adsorbida).
- Fase Líquida: Es por el agua (es libre específicamente) aunque en los suelos puede no existir otros líquidos de menor significación.
- Fase Gaseosa: Comprende sobre todo aire, si bien pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídridos, carbónico, etc.), la capa viscosa del agua adsorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida suele incluirse en esta última pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación.

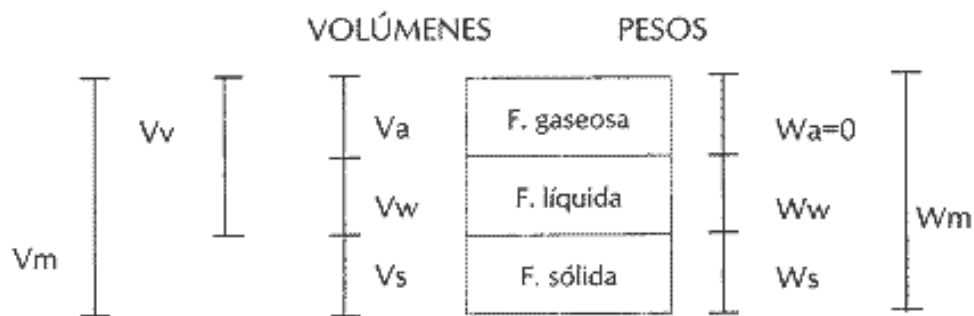


Fig. 1.3.- Esquema de una muestra de suelo.

Fuente: www.academia.edu; 2016.

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 del suelo (peso de la masa).

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 Suelos.

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos. Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua,

Un suelo en tal circunstancia consta como caso particular de solo dos fases, la sólida y la líquida, muchos suelos bajo el nivel freático son totalmente saturados o sea con la humedad al 100%.

En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio; estos criterios de tipo granulométrico y de investigación de características

de plasticidad y además, ésta es una de las ventajas del sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta.

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica.

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado es, como se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, contando con algo de experiencia.

1.7 Drenaje de los suelos.

Partiendo de lo dicho por Terzaghi (1976), se denomina nivel de la capa freática al lugar geométrico de los niveles a que alcanza la superficie del agua en pozos de observación en libre comunicación con los vacíos del suelo. Si el agua contenida por un suelo no estuviera sujeta a otra fuerza que la gravedad, el material situado por encima de esa capa se hallaría seco. En realidad, en el terreno, el suelo se halla completamente saturado hasta cierta distancia por arriba de dicha capa y parcialmente saturado encima de ese nivel, a partir del cual se dice que está húmedo.

Si se toma una parte de suelo seco y se pone en contacto con el agua, el líquido sube por los vacíos hasta alcanzar cierta altura por encima del nivel libre. Esto ocurre debido a la tensión superficial.

1.7.1. Formas y tipos de drenaje.

El drenaje se utiliza en la práctica siempre que resulte deseable eliminar presiones de filtración, reducir el peligro a la acción nociva de las heladas, o aumentar la resistencia al corte del suelo por reducción de las tensiones neutras. Consiste en deprimir la capa freática por debajo de la base de la masa de suelo que requiere protección o refuerzo. Para deprimir la capa hasta una profundidad dada es necesario establecer, por debajo de este nivel, un sistema de colectores ubicados dentro de perforaciones, galerías o zanjas. El agua fluye del suelo hacia los colectores de los cuales se elimina por bombeo o por otros medios apropiados.

El drenaje de cualquier tipo de suelo se puede también producir por evaporación desde la superficie expuesta a la atmósfera, proceso que se denomina drenaje por desecación. Según cual sea el tipo de suelo, dicho drenaje puede originarse por invasión de aire, por consolidación o por invasión de aire precedida de consolidación. Las secciones siguientes son una descripción de los diferentes tipos de drenaje.

Drenaje por gravedad: En el terreno, todo proceso de drenaje por gravedad va periódicamente acompañado de la incorporación de agua proveniente de la lluvia o del deshielo, cuyo efecto sobre el contenido medio de humedad del suelo depende

no solo de la cantidad de agua incorporada y de la evaporación, sino que también en gran parte de detalles de la estratificación del terreno.

La relación espacio de aire del suelo en el terreno es prácticamente independiente de su elevación sobre el nivel freático, lo que está en contradicción con lo encontrado en el laboratorio, donde dicha relación aumenta al alejarse el suelo del nivel freático. Por ello no hay una correspondencia definida entre la capacidad de retención de agua del suelo después de drenado en el laboratorio y la misma capacidad de retención en el terreno natural.

1.8 Compactación de los suelos.

Según Juárez (2005), se entiende por compactación de los suelos el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos. En este último proceso el peso específico del material crece gradualmente bajo la acción natural de sobrecargas impuestas que provocan expulsión de agua por un proceso de difusión; ambos procesos involucran disminución de volumen, por lo que en el fondo son equivalentes.

La importancia de la compactación de los suelos se refiere al aumento de su resistencia y a la disminución de la deformación esto hace que disminuya su relación de vacíos, por lo general las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como los que se utilizan en las cortinas de las presas, terraplenes para caminos y ferrocarriles, muelles, pavimentos, etc. Hay algunas ocasiones en

que es necesario compactar el terreno natural esto se hace solamente cuando se encuentra un terreno natural con arenas sueltas.

Los métodos más utilizados para la compactación de suelos son:

- a) Compactación por amasado
- b) Compactación por presión
- c) Compactación por impacto
- d) Compactación por vibración
- e) Compactación por métodos mixtos

Estos métodos siempre dependerán del tipo de material y sus características las cuales pueden variar de un lugar a otro así como también se deberá tener en cuenta el clima, la temperatura, etc.

La eficiencia de cualquier equipo de compactación depende de varios factores y para poder analizar su eficiencia se requieren algunos procedimientos que produzcan en el laboratorio la compactación que se pueda lograr en el campo con el equipo disponible ya que no siempre se tiene el acceso a cualquier equipo de compactación.

Como indica Berry (1982), de entre todos los factores se incluyen en la compactación obtenida en un caso dado, podría decirse que dos son los más importantes: el contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía específica empleada en dicho proceso. Por energía

específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen.

1.8.1 Compactación en laboratorio.

Actualmente existen muchos métodos para reproducir, al menos teóricamente, en el laboratorio unas condiciones dadas de compactación de campo. La compactación en laboratorio consiste esencialmente en compactar una muestra de suelo húmedo en un molde cilíndrico de un volumen específico y con una energía de compactación especificada. Por lo general se utilizan diferentes ensayos, tres de los cuales se basan en las normas británicas y dos en las normas de los Estados Unidos. En la siguiente tabla se presentan las características de dichos ensayos y sus referencias.

Ensayo	Referencia estándar	Martillo			Capas	Golpes por capa
		Masa	Altura de caída	Volumen del molde		
Método del martillo de 2.5 kg	BS 1377: 1975 Ensayo 12	2.5 kg	300 mm	1,000 cm ³	3	27
Método del martillo de 4.5 kg	BS 1377: 1975 Ensayo 13	4.5 kg	450 mm	1,000 cm ³	5	27
Proctor (estándar) AASHTO estándar	ASTM D-698-78 AASHTO T-99	2.49 kg (5.5 lbs)	305 mm (12 pulg)	944 cm ³ (1/30 pie ³)	3	25
Proctor modificado AASHTO modificado	ASTM D-1557-78 AASHTO T-180	4.54 kg (10 lbs)	457 mm (18 pulg)	944 cm ³ (1/30 pie ³)	5	25
Método del martillo vibratorio	BS 1377: 1975 Ensayo 14	Se utiliza un molde CBR para compactar una muestra de aproximadamente 2,360 cm ³ de volumen mediante el uso de un martillo vibratorio; el suelo se compacta en tres capas iguales, mediante 60 segundos, de vibración.				

Fig. 1.4.- Ensayos de compactación en laboratorio.

Fuente: Berry; 1982; 392.

“Los primeros cuatro están basados en la compactación dinámica creada por el impacto de un martillo metálico de una masa específica que se deja caer libremente desde una altura determinada; el suelo se compacta en un determinado número de capas iguales. Cada capa recibe un número específico de golpes. La compactación en el quinto ensayo se basa en una combinación de presión estática y de vibración; el suelo se compacta en tres capas iguales presionando fuertemente hacia abajo el compactador vibratorio durante 60 segundos en cada capa”. (Berry; 1982; 392)

Con este proceso de compactación Proctor estudió la influencia que tiene en el proceso el contenido inicial de agua del suelo encontrando que tal valor era sumamente importante en la compactación lograda. Algo importante que también se observó que a contenidos de humedad altos, se obtuvieron a partir de valores bajos y con más altos pesos específicos secos y por lo tanto mejores compactaciones de suelo.

La comparación de las curvas a) y b) de la siguiente figura muestra que, en el caso de la arena uniforme, las variaciones del contenido de humedad no producen variaciones en la densidad seca tan notables como los que se obtienen con la arena limosa bien graduada.

Se puede observar en la comparación que es más eficaz en los materiales bien graduados que contienen cierta cantidad de finos que en los materiales de graduación uniforme que carecen de finos.

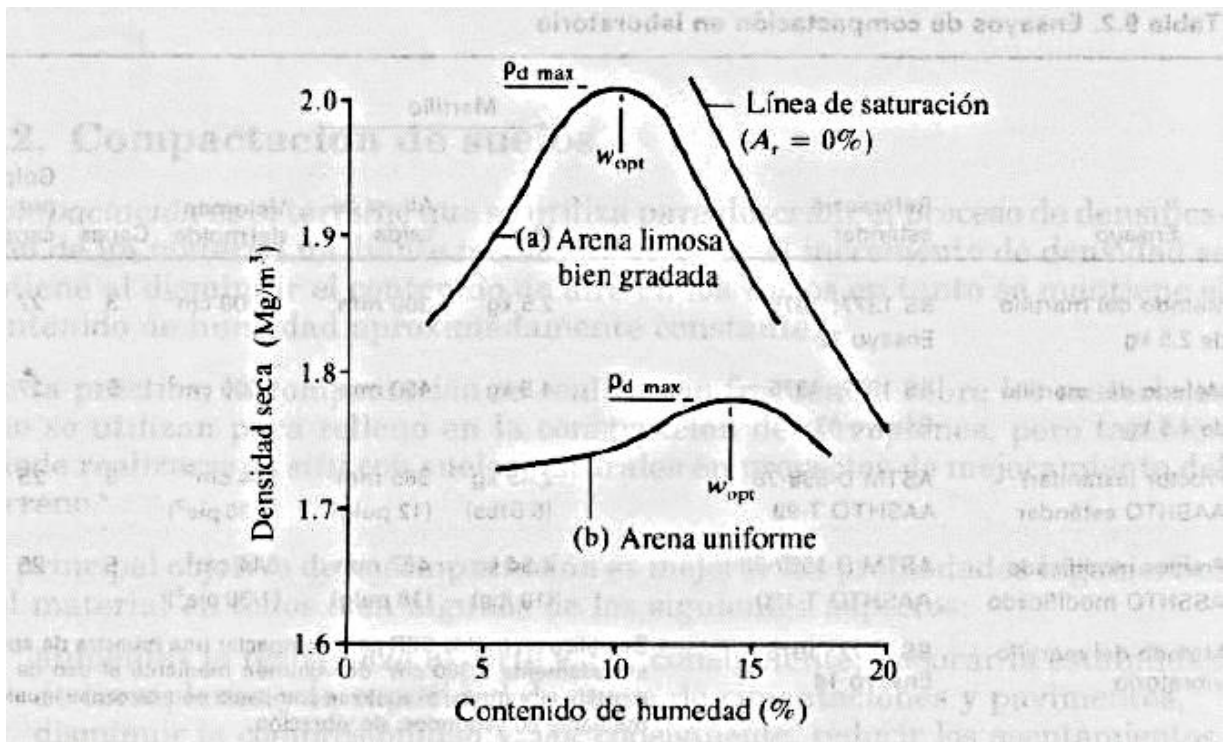


Fig. 1.5.- Curvas de compactación típicas obtenidas en laboratorio con suelos bien graduados y uniformes.

Fuente: Berry; 1982; 393.

Aun no se ha establecido hasta el momento la razón por la cual queda esa forma de pico que está particularmente pronunciado en la curva de compactación de los suelos que contienen finos, aunque se piensa que sea algo más que la contribución a la lubricación de los puntos de contacto entre las partículas y el mejoramiento de la manejabilidad que se logra por agregarle agua.

Las dos curvas que se muestran en la siguiente figura, se obtuvieron con el mismo suelo, pero con diferentes condiciones de compactación y nos sirve para ver

el efecto de la compactación. Se observa que con una compactación alta se obtiene un mayor valor de la densidad seca pero a una menor humedad.

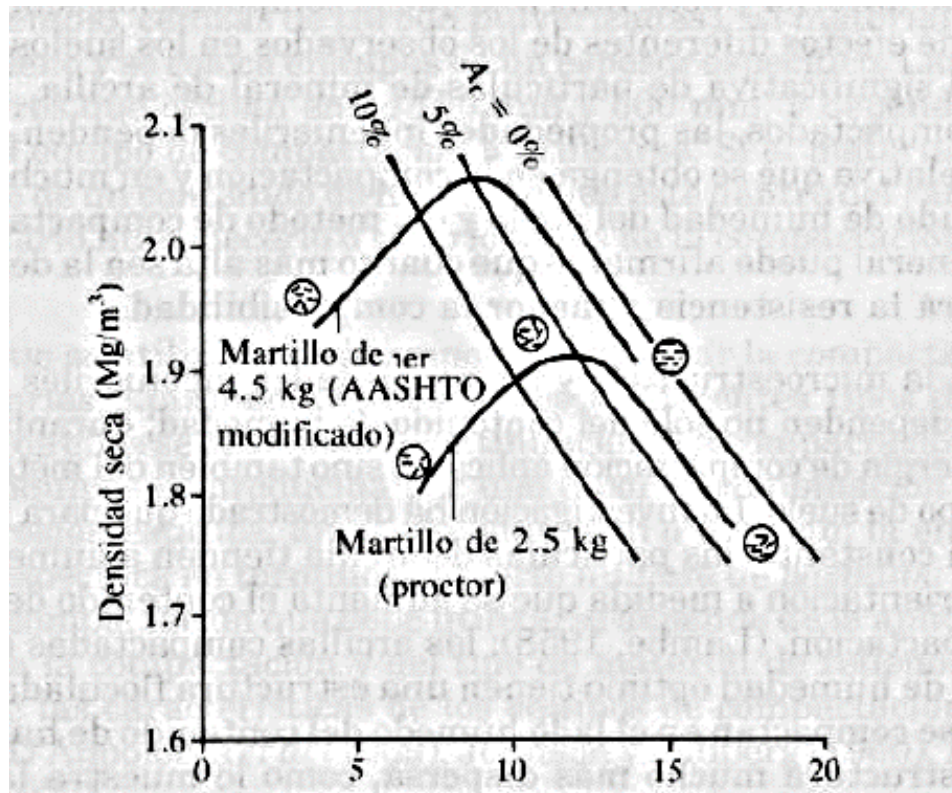


Fig. 1.6.- Influencia de la energía de compactación sobre las características de compactación del suelo.

Fuente: Berry; 1982; 394.

1.8.2 Compactación en campo.

Tomando como base lo señalado por Juárez (2004), los principios que gobiernan la compactación de suelos en el campo son esencialmente los mismos que los discutidos anteriormente para las pruebas de laboratorio; así, los pesos específicos secos máximos obtenidos resultan ser fundamentalmente función del tipo

de suelo, del contenido de agua usado y de la energía específica aplicada por el equipo que se utilice, la cual depende del tipo y peso del equipo y del número de pasadas sucesivas que se aplique.

Los equipos que normalmente se utilizan en el campo para realizar la compactación son: placas vibratorias, apisonadores mecánicos y diferentes tipos de rodillos que se describen a continuación. La combinación que se obtiene con estos equipos se produce por los efectos de: amasado, presión impacto, vibración o la combinación que serían los métodos mixtos.

Las placas vibratorias y los apisonadores mecánicos son ejemplos de equipos manuales de compactación que se utilizan principalmente en áreas pequeñas donde los compactadores más grandes no pueden entrar, por ejemplo, se utilizan en: la compactación de relleno de zanjas y por la parte de atrás de los estribos de los puentes o de los muros de contención.



Fig. 1.7.- Apisonador mecánico y placa vibratoria.

Fuente: www.mapsacatalogo.com, 2016.

Los rodillos lisos tienen un tambor hueco de acero que puede llenarse con arena o agua para incrementar su peso, un rodillo liso hace la compactación de arriba hacia abajo y la compactación se produce solamente por efecto de la carga. Su aplicación principal es la compactación de bases o subrasantes compuestas por arenas o gravas bien graduadas.



Fig. 1.8.- Rodillo liso.

Fuente: www.cat.com, 2016.

Los rodillos “pata de cabra” tienen un tambor hueco de acero que cuenta con numerosas protuberancias simulando las patas de una cabra, estas patas tienen por lo general una longitud que varía entre 150 mm y 250 mm, dependiendo del tamaño de la pata, del tambor y del lastre del tambor. Los rodillos pata de cabra pueden ser autopropulsados o remolcados, la compactación que realiza esta máquina es de abajo hacia arriba.



Fig. 1.9.- compactador pata de cabra.

Fuente: www.maquinariaw.com, 2016

Compactadores de llantas tienen entre dos y seis llantas colocadas a muy poca distancia en cada uno de los dos ejes. Los compactadores de llantas son ideales principalmente para compactar los suelos arenosos con finos poco plásticos, tratamientos superficiales, etc.



Fig. 1.10.- Compactador de neumáticos.

Fuente: www.maquinariaw.com, 2016.

Compactadores vibratorios: Este sistema se le puede adicionar a cualquiera de los compactadores ya mencionados, con el fin de impartir un efecto vibratorio adicional al suelo que se desea compactar, este sistema resulta muy eficaz en la compactación de suelos granulares sin finos.

1.9 Muestreo.

En el desarrollo de un proyecto civil, se requiere conocer previamente las condiciones del terreno donde se apoyará la estructura, además de las condiciones del suelo para esto es necesario conocer las posibles fuentes y propiedades del terreno natural.

El entendimiento de las propiedades del suelo ayuda a la mejor comprensión de los posibles problemas o situaciones generadas, de esta manera los diseños o acciones seguirán las condiciones de seguridad y economía de la obra.

Debido a que en la mayoría de los casos los costos del estudio de suelo son los más exigentes al inicio de cada obra y que se debe asegurar siempre que los estudios cubran toda la zona de influencia de esta, es necesario desarrollar una adecuada exploración y muestreo del área de interés.

Para determinar las propiedades mecánicas de un suelo en el laboratorio es necesario contar con muestras que hayan sido extraídas de los lugares de estudio, bien cubiertos y empaquetados ya que es de suma importancia que no pierdan nada de su humedad durante su traslado.

Se requiere que la muestra la extraiga una persona con experiencia para que sepa a qué profundidad se hará el sondeo, así como la forma de cortar el cubo que normalmente tiene dimensiones de 30cm*30cm*30cm.

Se tiene que obtener la muestra lo más rápido posible para que conserve su humedad, se envuelve la muestra a manera que no la afecte el viento y el sol, se colocará dentro de una hielera o un termo, se tiene que marcar la parte superior de la muestra para que al hacer el estudio se calcule de la misma forma y en el mismo sentido en que tendrá la carga.

Colocando una capa del mismo material en los lados y en la base de la hielera con el fin de que amortigüe un golpe y no sufra algún daño la muestra. Se extrae la misma como se muestra en la (Fig.1.11).



Fig. 1.11.- Toma de la muestra.

Fuente: www.emi.blogspot.mx; 2016

Dejando en claro que el resultado de este estudio será únicamente para ese tipo de suelo y para ese lugar, o sea no se podrá utilizar ese resultado en ningún otro sitio que tenga similar o iguales características debido a que no se podrán igualar las características de ese lugar a las de otro.

1.9.1. Tipos de muestras.

Las muestras obtenidas en un proceso de muestreo son clasificadas en dos categorías dependiendo de la alteración que sufren al ser retiradas de su lugar de origen: Muestras alteradas y muestras inalteradas.

Muestras Alteradas: Son aquellas muestras que han sufrido una alteración, estas muestras no representan de forma real las propiedades de resistencia y permeabilidad del suelo. Una muestra inalterada generalmente es usada para los procesos de identificación y caracterización del suelo. Las muestras inalteradas también son usadas para preparar especímenes de laboratorio y evaluar en ellos propiedades de permeabilidad y resistencia mecánica.

Muestras Inalteradas: Son las muestras obtenidas por medio de muestreos usando técnicas en las cuales es posible conservar de la estructura natural del material; se debe tener en cuenta que una muestra de suelo al ser retirada de sus condiciones naturales sufre algún tipo de remoldeo o alteración, se denomina así porque representan las condiciones del suelo. En estas muestras se realizan todos aquellos ensayos que permiten evaluar las condiciones de resistencia del suelo y comportamiento, así como la humedad natural.

CAPÍTULO 2

MUROS DE CONTENCIÓN

A continuación se explica detalladamente lo que es un muro de contención, sus características, componentes, tipos de muros, sus formas, materiales más comunes que se utilizan para llevar a cabo su construcción y los principales tipos de fallas. Se analizarán los métodos más utilizados en el dimensionamiento de un muro, también se verá la importancia que tiene el saber el tipo de suelo sobre el cual se pretende desplantar la estructura para que cumpla con los parámetros de seguridad y tenga un correcto funcionamiento.

2.1. Definición de muro de contención.

Un muro de contención es una obra de ingeniería que está destinada a la contención de tierras en general. Estos muros, según Barros (2005), en particular pueden contener granos, agua, etc. Generalmente este tipo de muros se encuentran a la intemperie donde están expuestos a la lluvia, el sol, el viento, etc.

Un factor muy importante que se debe de tomar en cuenta al calcular un muro de contención es la lluvia ya que ésta se filtra a través de la tierra y es entonces cuando el muro pasa a sostener los efectos de empuje dados por la tierra y por el agua, los cuales en época de lluvias llegan a ser sumamente altos, de no tomar en cuenta este factor podría llegar a hacer que el muro falle.

“En zonas de alta y media precipitación, el muro de contención debe tener drenes a diferentes alturas para evitar la acumulación de agua, éstos se colocarán en función de la altura del muro y permeabilidad del suelo. A partir de 2.00 m de altura del muro de contención se recomienda colocar la primera línea de drenes a 0.50 m de la superficie del suelo, los sub-secuentes se ubicarán con separaciones de 1.00 m entre sí, hasta la altura final del muro. En zonas de baja precipitación y volumen, la separación longitudinal de los drenes puede ser de 3.00 m o a la mitad: En el caso de que la frecuencia y el volumen de la lluvia sean altos la separación entre drenes será de 1.50 m, estos drenes deben de tener un diámetro interior de 3 pulgadas y el material puede ser de concreto o de PVC”. (SAGARPA: 2016; 4).

En la parte posterior del muro de contención debe de colocarse un filtro de grava para evitar el taponamiento de los drenes con la tierra. En la corona o parte superior del muro se recomienda hacer una carpeta de mortero (cemento-agua-arena) de 3 cm de espesor, bien sea de forma rectangular con el fin de evitar el deterioro de la obra producido por el agua, el sol y la vegetación.

A este tipo de muros se les conoce como muros de contención de gravedad, debido a que trabajan básicamente con su propio peso y generalmente son construidos cuando se requiere: una fosa para automóviles en un taller mecánico, relleno artificial, un terraplén artificial, el sótano de un edificio, etc. En otros tipos de construcción, se utilizan para contener agua u otros líquidos en el caso de depósitos. La forma más común de un muro es como se muestra a continuación:

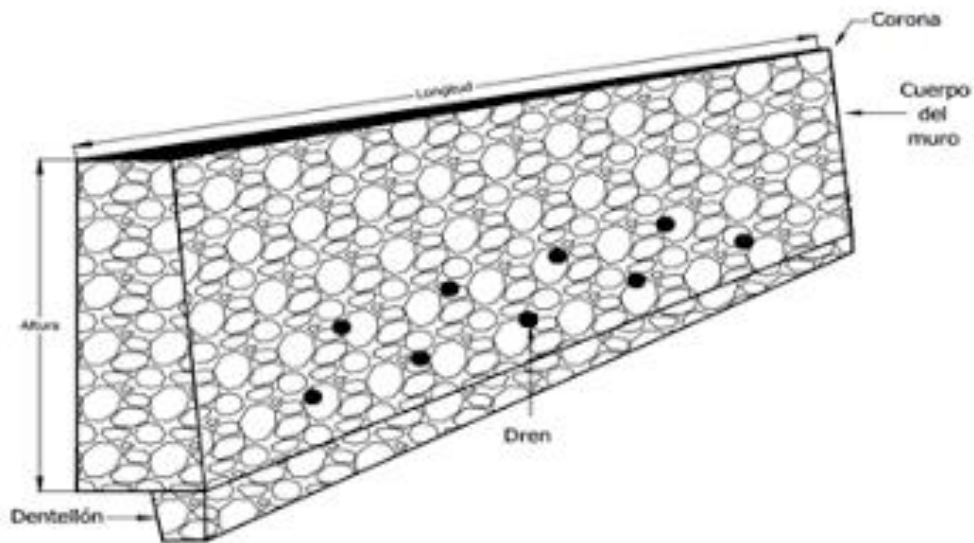


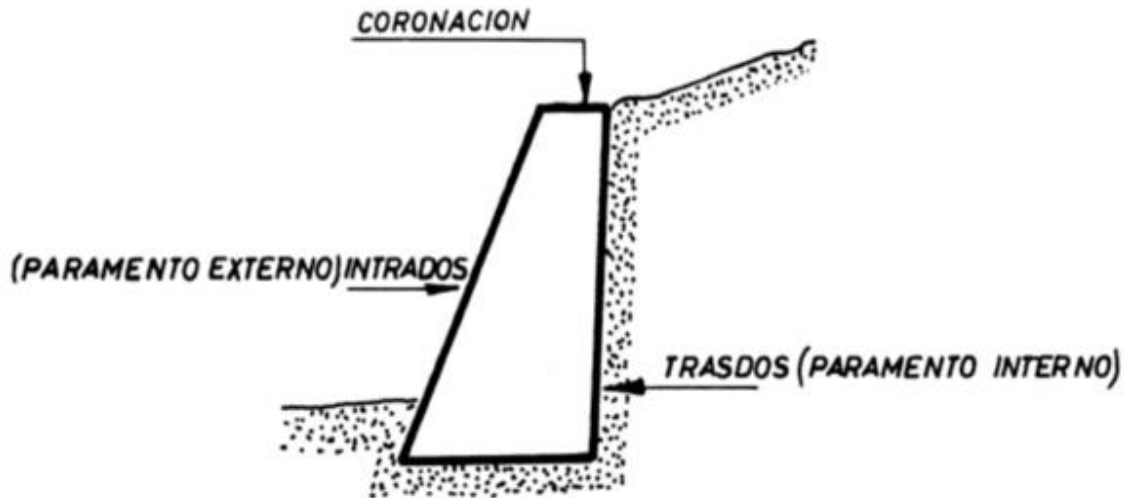
Fig. 2.1.- Muro de contención de gravedad.

Fuente: SAGARPA: 2016; 3.

Un muro de contención no sólo soporta los empujes horizontales transmitidos por el terreno, también debe recibir los esfuerzos verticales transmitidos por pilares, columnas, muros de carga o cualquier otra estructura que esté desplantada sobre el muro. El material que más se recomienda para la construcción de un muro de contención a base de mampostería se le conoce como piedra braza debido a que es muy rugosa, se colocará buscando la vista principal del muro. En caso que exista el riesgo de que el muro pueda deslizarse, debido a la pendiente del terreno o al empuje de la tierra sea muy grande, se recomienda hacer un dentellón en la base de la estructura para evitar el desplazamiento del muro, en caso de que se requiera.

2.2. Partes de un muro de contención.

Según Barros (2005), un muro de contención de gravedad si es muro de mampostería de piedra braza está compuesto de trasdós que es básicamente el paramento interno, así como el paramento externo que son intradós o escarpe y la corona que es la parte superior del muro, tal y como se muestra en la figura 2.2,



donde se muestra la forma y los lados que tiene un muro de mampostería de piedra.

Fig. 2.2.- Muro de contención de gravedad a base de mampostería.

Fuente: Barros; 2005: 09.

Si se trata de un muro de contención a base de concreto armado éste cuenta con más elementos debido a su forma, los cuales son el talón, tacón y puntera, también su forma cambia, ya que en un muro de mampostería su forma es muy voluminosa y en este tipo de muro que es de concreto armado su forma es muy esbelta debido al armado de acero que lleva, también la forma en que tiene la base fue diseñada para evitar el volteo que es el talón y puntera y lo que es el tacón principalmente tiene la función de evitar el deslizamiento tal y como se muestra en la siguiente figura:

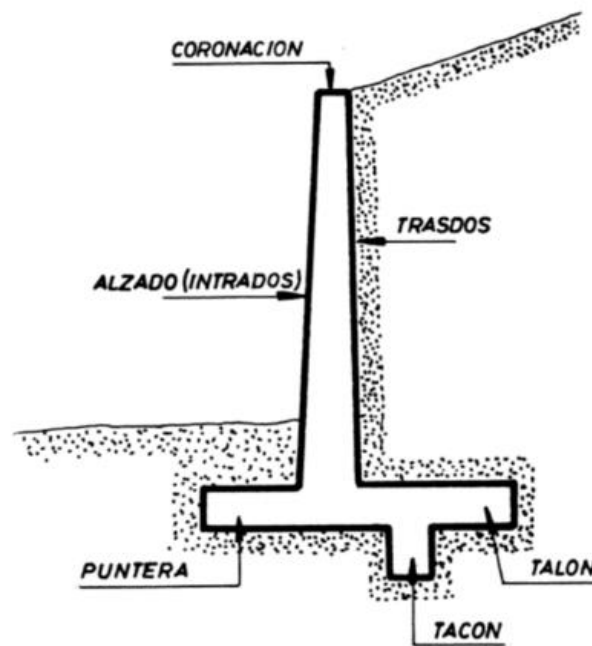


Fig. 2.3.- Muro de contención de concreto armado.

Fuente: Barros; 2005: 08.

Como se puede observar en la figura 2.2, el muro de mampostería no cuenta con el tacón debido a que es un muro que trabaja a gravedad o sea con su propio peso, no lo necesita, pero si se llegara a requerir debido a que el suelo tenga muy poca capacidad de carga o sea muy arcilloso se le puede agregar en el diseño y al calcularlo, pero como se trataría de un muro de mampostería ya no se le llamaría tacon si no dentellón.

2.3. Empujes.

Retomando lo dicho por Barros (2005), se denomina empuje a la acción que las tierras ejercen sobre el muro. Los empujes pueden ser activos y pasivos. Esto dice que las fuerzas producidas por la tierra pueden tener efectos buenos o malos por lo que se le conoce como empuje, existen dos tipos de empuje que son empuje activo y empuje pasivo.

Cuando se requiere construir un muro de contención se debe tomar en cuenta los empujes, ya que con ese fin se construirá, es de suma importancia saber el tipo de suelo que será contenido así como saber su permeabilidad y aún más importante sí se tratara de un líquido, ya que de no tomarlo en cuenta esto podría hacer que el muro fallara por volteo o deslizamiento.

Se conoce como empuje activo al empuje que es producido por la tierra que está sosteniendo el muro por lo cual será construido, su determinación se muestra en la siguiente figura:

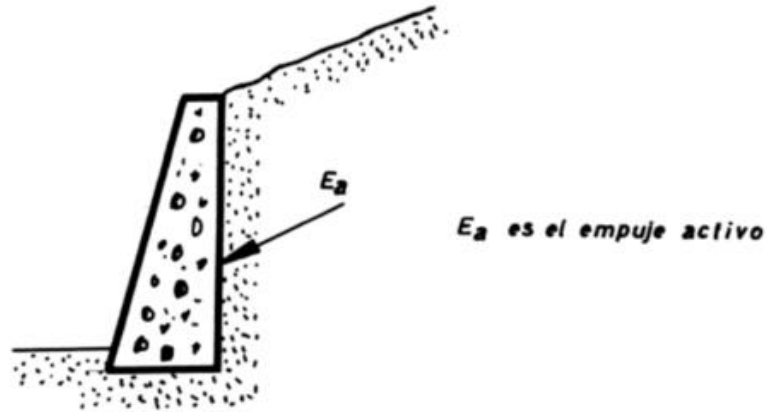


Fig. 2.4.- Empuje activo (E_a).

Fuente: Barros; 2005: 13

El empuje pasivo es aquel que contrarresta la acción del empuje activo y es generado por una masa de tierra que absorbe la acción producida por la estructura. Este empuje es el que le brinda la estabilidad necesaria al muro. Ver fig. 2.5.

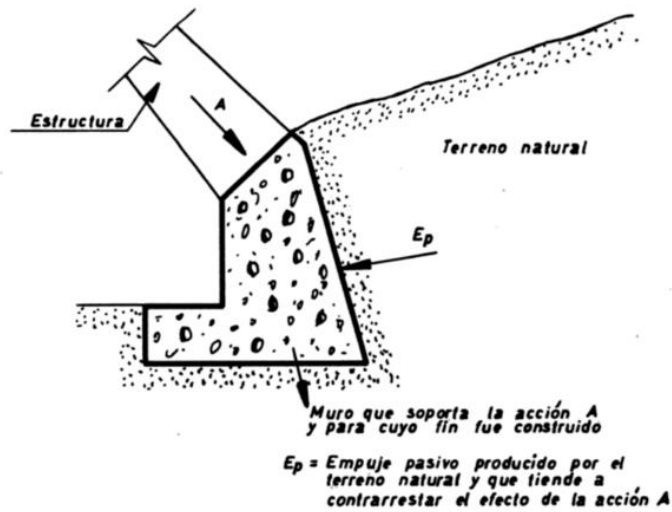


Fig. 2.5.- Empuje activo (E_a).

Fuente: Barros; 2005: 14

2.3.1. Muro de concreto en masa y de mampostería.

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

El concreto es el producto resultante de la mezcla de un aglomerante, está compuesto por arena, grava o piedra triturada y agua, que al fraguar y endurecer adquiere una resistencia muy alta dependiendo del concreto que se utilice y tiene la propiedad de adquirir la forma del recipiente que lo contiene.

Estos muros utilizan su propio peso para mantener la estabilidad, la altura máxima a la que pueden utilizarse es de 7 metros debido a que si es mayor ya sería antieconómico, estos muros son resistentes a la compresión y a muchos agentes destructivos, no es necesario colocarles un armado de varilla debido a que como trabajan con su propio peso y la forma en que están entrelazadas las piedras, no lo necesita.

“En este tipo de muros no se producirán los fallos por roturas de alzado, puntera y talon debido a que no existen dichos elementos, no obstante, siguen existiendo el volteo, deslizamiento superficial y deslizamiento profundo, así como el volteo producido por escases de peso propio del muro”. (Barros; 2005:19)

2.3.2. Efectos de los empujes.

Como ya se mencionó, los empujes son de dos tipos: pasivos y activos. Los empujes son las consecuencias de que el muro si no está correctamente diseñado aparezcan fallas que provoquen que el muro llegue a su estado límite de servicio (la aparición de agrietamientos, desplazamientos o cualquier daño que afecte el correcto funcionamiento de la estructura) y en algunos casos hasta al estado límite de falla (cuando la falla provoca que se agote la capacidad de carga de la estructura incluyendo la cimentación).

Como se puede observar en la fig. 2.6. Se muestran los efectos que produce el empuje activo, estos deben analizarse detalladamente debido a que dichos empujes son los que provocan que un muro de contención gire o se desplace al exterior.

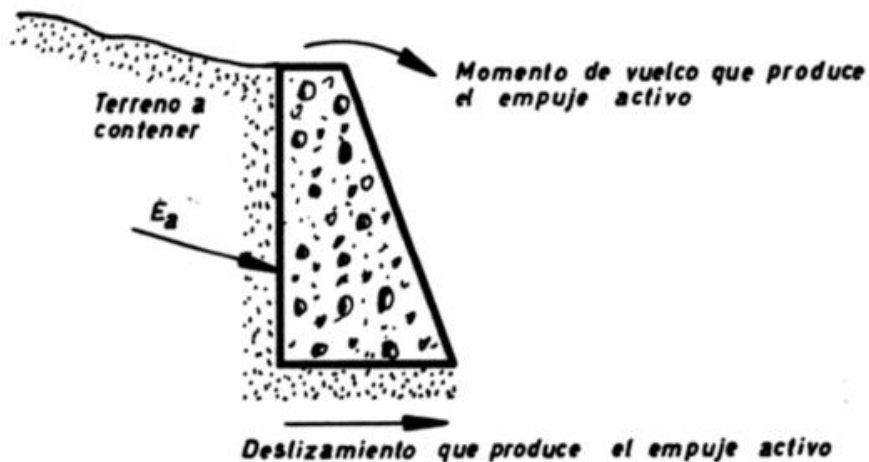


Fig. 2.6.- Efectos del empuje activo.

Fuente: Barros; 2005: 14.

2.4. Formas.

Retomando lo dicho por SAGARPA (2016), en cuanto a las formas de construir un muro, ya sea de mampostería o de concreto armado, solamente pueden darse unos cuantos modelos, estos ya dependen del proyectista asignar la forma más adecuada. En la práctica siempre existen problemas como ocupar el menor espacio posible con la estructura que se desea construir y esto es lo que obliga al proyectista a adoptar la solución que considere necesaria.

Lo que en este apartado se pretende es dar una idea general de los diversos tipos de muro para no caer en errores prácticos y sobre todo de espacios, como por ejemplo si se pretende construir un muro de contención para un estacionamiento subterráneo no se pensará en un muro de mampostería debido a que ocupa un espacio mucho mayor a comparación de uno de concreto armado.

2.4.1. Muros de mampostería de piedra.

La forma más clásica de los muros de mampostería de piedra es la forma trapezoidal, sin embargo existen tantas formas variadas como necesidades en su construcción y caprichos del proyectista. Con base en lo citado por Barros (2005), lo que se pretende es describir las formas más usuales para su posterior cálculo, mediante expresiones gráficas se dará una visión de su conjunto. Como se puede observar en la figura 2.7.

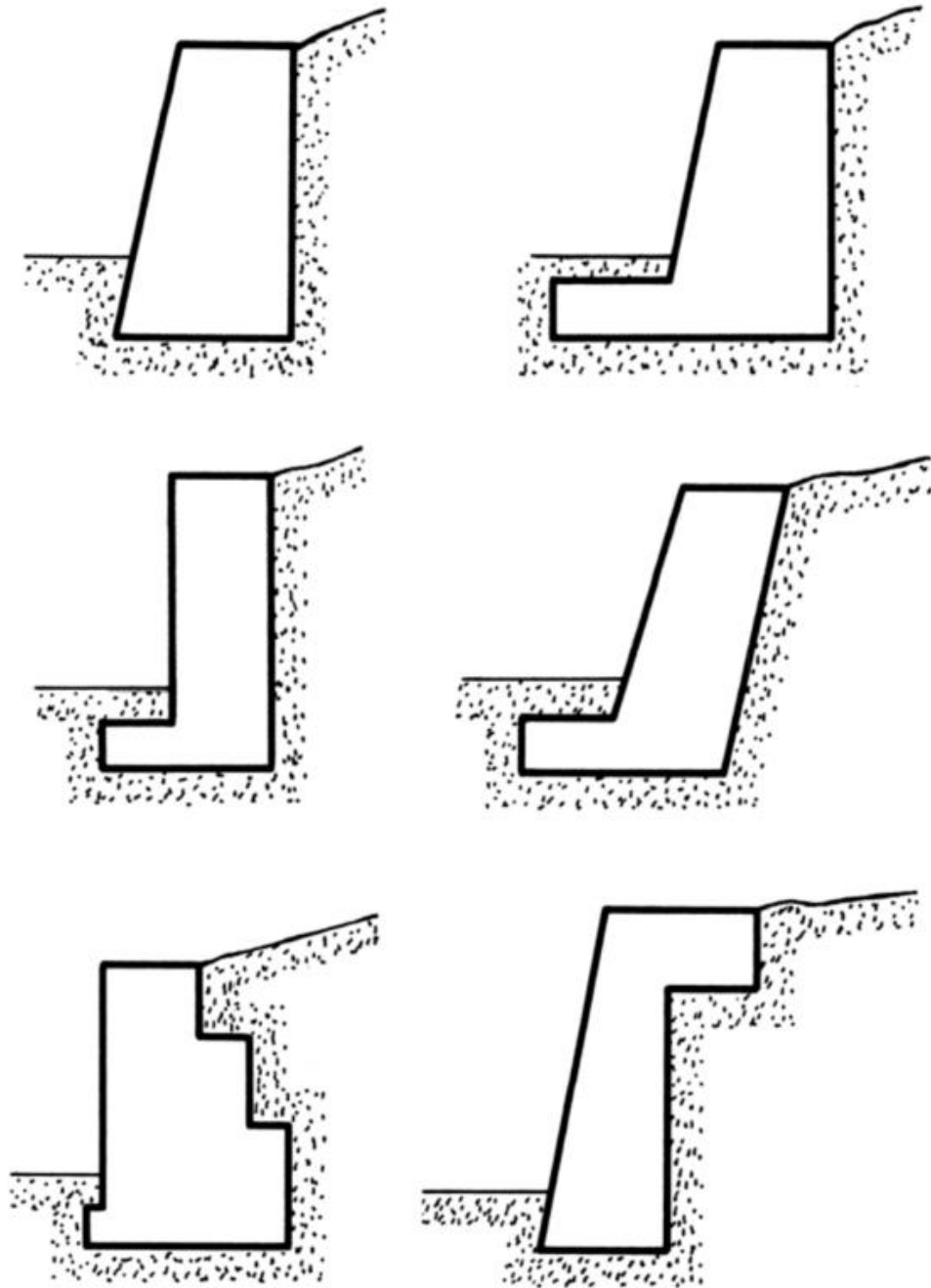


Fig. 2.7.- Tipos de secciones de muros.

Fuente: Barros; 2005: 14.

2.5. Presiones sobre el terreno.

Según Barros (2005), es de suma importancia tomar en cuenta la capacidad de carga del suelo, ya que las presiones y cargas verticales que se ejerzan sobre el terreno no deben ser mayores a la capacidad de carga del suelo. El definir una presión admisible para un terreno determinado resulta siempre aproximado.

La norma MV-101 ofrece una tabla con las presiones admisibles en el terreno de cimentación según la naturaleza del terreno. Hay ocasiones en que se dificulta utilizar esta tabla debido a que algunas veces el proyectista desconoce el tipo de terreno en el que se encuentra, si aún así conociendo el tipo de terreno llega a suceder que no sea un suelo perfectamente definido.

Es por eso que en cada lugar en particular se debe estudiar “in situ” el terreno procurando realizar todas las pruebas que sean necesarias para lograr obtener los resultados más exactos posibles, también se deberá indicar que la presión admisible del terreno varía dependiendo de la profundidad, por eso se deben realizar pruebas a diferentes profundidades.

En el caso de edificaciones sencillas con cargas no muy elevadas, una primera aproximación en la determinación de las presiones admisibles frente al hundimiento y asentamientos, podrá llevarse a cabo siguiendo normas de uso habitual en los que se fijan mediante reglas sencillas las cargas admisibles.

Naturaleza del terreno	Presiones admisibles en Kg./cm. ² 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

Fig. 2.8.- Datos de la norma MV-101.

Fuente: Barros; 2005: 30.

Revisando la tabla 2.8 se puede observar que la presión admisible va aumentando con forme es más profunda la excavación, en algunas ocasiones no aumenta, pero tampoco disminuye solo se mantiene la presión, también se observa que para terrenos sin cohesión y para rocas de presión admisible se duplica al pasar del valor cero al de tres metros la profundidad.

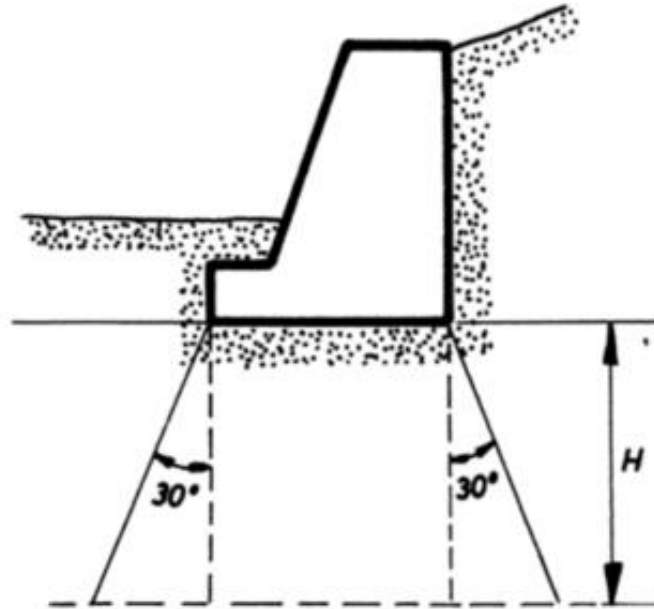


Fig. 2.9.- La distribución es uniforme y la presión depende de la profundidad H.

Fuente: Barros; 2005: 31.

Como ya se mencionó, puede darse el caso de que a cierta profundidad el terreno cambie de composición cambiando su resistencia, cuando suceda que al hacer la excavación el terreno disminuye la presión admisible, se tiene que comprobar que la presión resultante sobre el terreno no exceda la presión admisible del terreno sobre el que se desplantará la estructura, de lo contrario se tendría que redimensionar y volver a calcular el muro de tal forma que cumpla con esta especificación y así pueda ser aprobado.

2.6. Acción de cimentaciones poco profundas, capacidad de soporte.

Puede ser definido como la más grande intensidad de presión que puede ser aplicada por cualquier tipo de estructura hacia el suelo que la soporta sin causar asentamientos excesivos o el peligro de falla del suelo al corte, así como por ejemplo las cargas de los edificios son transmitidas por sus columnas o por los muros de carga hacia la cimentación.

Algunas veces el material que compone el terreno natural donde se desplante la cimentación de un edificio, un muro de contención o cualquier otro tipo de estructura puede ser un material bastante resistente que podrá soportar las cargas sin ningún problema, pero también habrá ocasiones en que el suelo sea de muy mala calidad (baja capacidad de carga) que será necesario construir una losa de cimentación o en otros casos desplantar sobre pilotes hasta un estrato profundo que tenga una buena capacidad de carga.

2.6.1. El acercamiento tradicional.

Según Taylor (1961), el acercamiento o forma de llegar, tradicional al problema de la capacidad de carga es ilustrado por los reglamentos de construcción de muchas de las grandes ciudades. Prácticamente todos los reglamentos dan una lista de los tipos de suelos, y para cada uno se especifica la intensidad de carga permisible, a este valor con frecuencia se le denomina capacidad de carga. Sólo

unos cuantos de los reglamentos existentes proporcionan una lista o relación de los valores de carga, y frecuentemente los valores dados están sujetos a modificaciones dependiendo de las condiciones o circunstancias.

Siempre se ha tenido la idea incorrecta de que la capacidad de carga depende principalmente de las características del suelo y que los principales problemas de capacidad de carga son identificar el tipo de suelo como indica Villalaz (2004), pues en realidad la capacidad de carga depende de un gran número de factores como por ejemplo el tamaño de la superficie de carga, la profundidad de la cimentación y el tipo de construcción, así como su rigidez.

2.6.2. Determinaciones de las capacidades de soporte por medio de pruebas de carga.

Las pruebas de carga son usadas frecuentemente para obtener información sobre la capacidad de soporte y las características de asentamiento del suelo en un punto dado. Sin embargo, las pruebas de carga son hechas sobre pequeñas áreas, cuando la información que se debe de obtener sería de grandes áreas de carga, aun así si se toma en cuenta la diferencia de tamaños entre la prueba y la estructura se considera que son correctos los resultados, pero no son muy confiables debido a que puede tener errores.

Retomando lo dicho por Villalaz (2004), se menciona que el procedimiento normal para hacer una prueba de capacidad de carga, es aplicar las cargas por etapas, aumentándolas en cada etapa hasta que se llegue a una mayor que la del diseño, permitiendo entre cada aumento un tiempo determinado o esperando hasta que el asentamiento haya cesado. Algunos reglamentos de construcción especifican en una forma detallada el procedimiento de aplicación de la cargas, para posteriormente pasar la información obtenida durante la prueba a una gráfica en la cual se traza la curva de asentamientos la cual se designa con la letra "P" contra las abscisas que son la intensidad de la carga la cual está representada por la letra "q" tal y como se muestra en la siguiente figura:

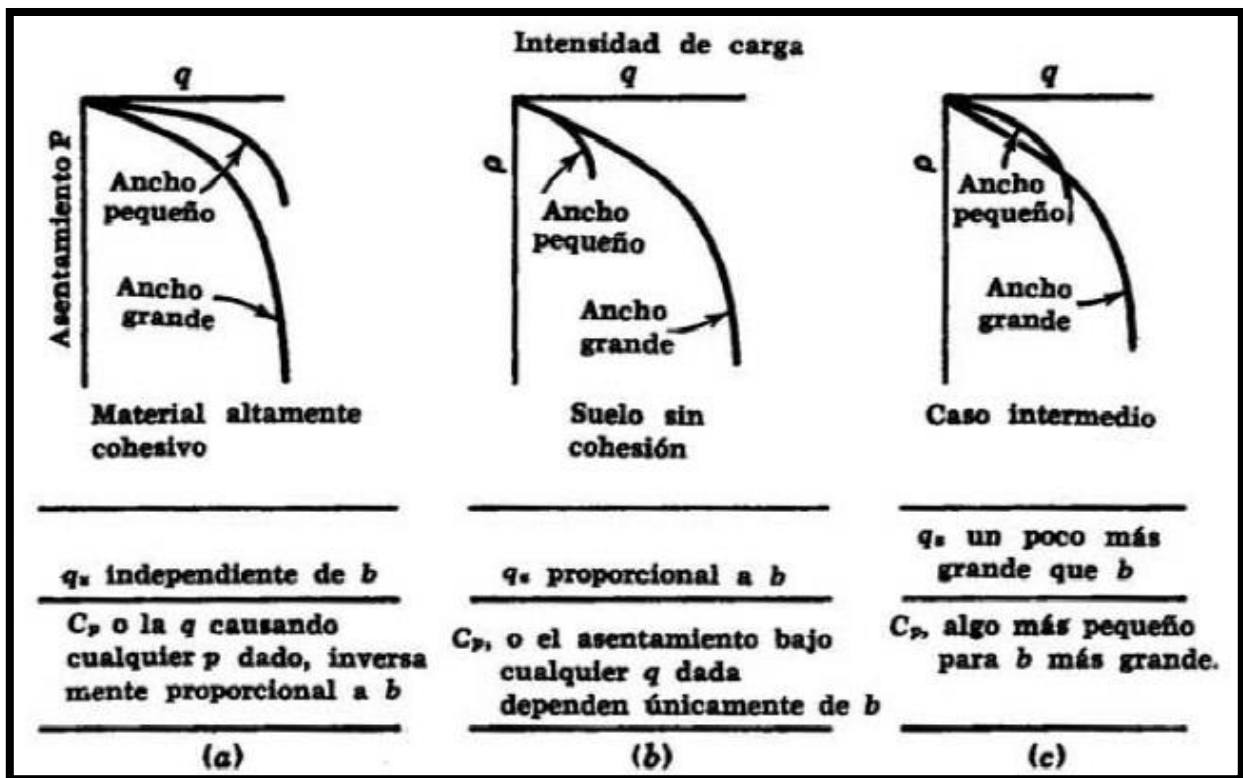


Fig. 2.10.- Curvas de las pruebas de carga.

Fuente: Taylor; 1961: 656.

La principal característica de la mayoría de este tipo de gráficas de las curvas de pruebas de carga es que la línea vertical aparece muy rápido, cuando debería de empezar cuando fuera a un tercio o a la mitad de la carga total. Es muy frecuente ver que ocurran este tipo de casos en las pruebas de carga, sin embargo hay ocasiones que el suelo ya tiene un pequeño grado de compactación ya sea por el tránsito vehicular o de personas, etc. Pero al analizar la curva que se representa en las gráficas se observa que está casi verticalmente.

2.7. Análisis de la estabilidad.

La estabilidad puede definirse como la seguridad de una masa de tierra contra algún tipo de falla o movimiento (deslizamiento), la cual debe considerarse en el proyecto de una estructura. Los proyectos en los que se tienen taludes de los cortes abiertos, alguna sección de terraplén, etc. Están basados en estudios de estabilidad de taludes aunque hay ocasiones en que el proyecto no es muy grande, se pueden permitir algunas fallas ocasionales.

Cuando ya se tiene algún problema de deslizamiento o hundimiento, primero se analizan las condiciones en que se encuentra el terreno natural y se busca la forma más fácil y económica de poder llegar al lugar exacto de la falla para posteriormente hacer los estudios de estabilidad que sean necesarios y poder indicar de qué forma se puede solucionar el problema y así mismo utilizar un método que ayude a prevenir cualquier tipo de problemas a futuro.

2.7.1 Causas de los movimientos de las masas de tierra.

En estas masas de tierra de gran volumen suelen ocurrir fallas, así se les conoce cuando ocurren movimientos de tierra a lo largo de una superficie, que generalmente ocurre en terrenos con cierto grado de inclinación ya que esa masa de tierra busca su estabilidad tratando de quedar con 0% grados de inclinación. Esto, se muestra en la siguiente figura:

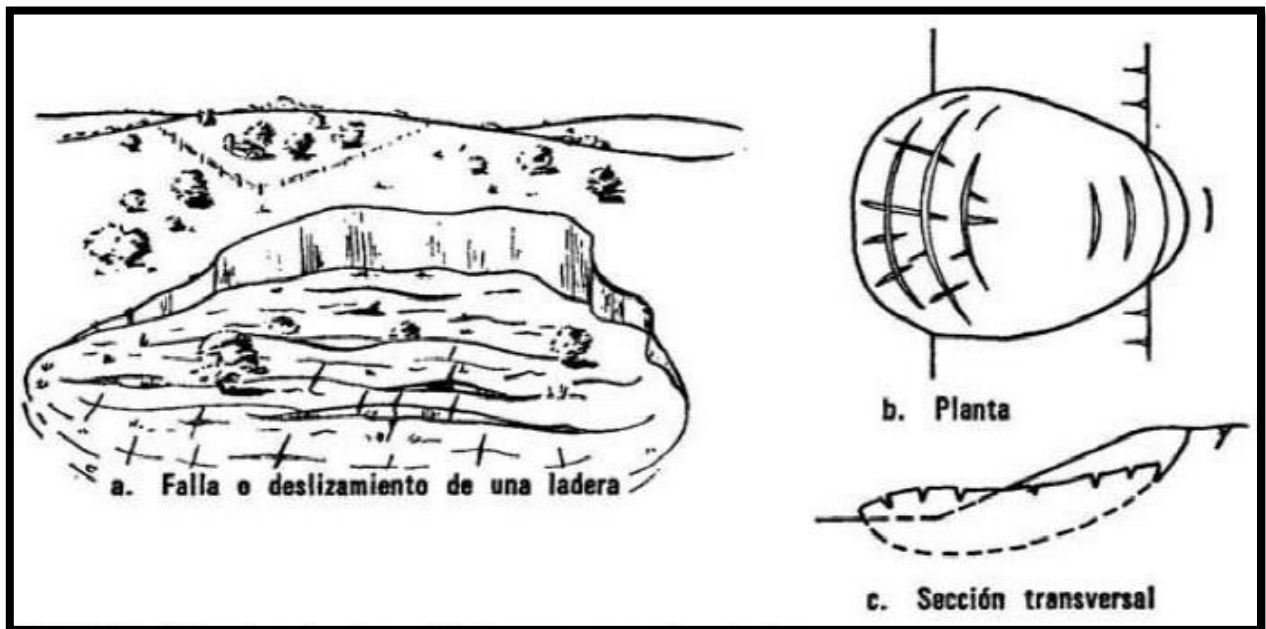


Fig. 2.11.- Falla de una masa de tierra por deslizamiento.

Fuente: Sowers; 1993: 619.

Según Sowers (1993), dice que en la mayoría de los casos la tierra permanece intacta durante las primeras etapas del movimiento, pero finalmente se deforma y se rompe en pedazos, a medida que el movimiento progresa. Algunas

fallas ocurren bruscamente con un ligero aviso, mientras que otras se producen pausadamente después de anunciar su intención con un deslizamiento lento o con la formación de grietas que suelen llevar una secuencia. La siguiente tabla se pretende que sirva como guía para analizar la estabilidad y comportamiento de los suelos.

Causas que producen aumento de esfuerzos	Causas que producen disminución de resistencia
1. Cargas externas como edificios, agua o nieve.	1. Expansión de las arcillas por adsorción de agua.
2. Aumento del peso de la tierra por aumento de la humedad.	2. Presión de agua intersticial (esfuerzo neutro).
3. Remoción por excavación de parte de la masa de tierra.	3. Destrucción de la estructura, suelta o de panal, del suelo por choque, vibración o actividad sísmica.
4. Socavaciones producidas por perforaciones de túneles, derrumbes de cavernas o erosión por filtraciones.	4. Fisuras capilares producidas por las alternativas de expansión y retracción o por tracción.
5. Choques producidos por terremotos o voladuras.	5. Deformación y falla progresiva en suelos sensibles.
6. Grietas de tracción.	6. Deshielo de suelos helados o de lentes de hielo.
7. Presión de agua en las grietas.	7. Deterioro del material cementante.
	8. Pérdida de la tensión capilar por secamiento.

Fig. 2.12.- Causas de la inestabilidad.

Fuente: Sowers; 1993: 619.

Cuando ocurren movimientos generalmente es porque la resistencia al esfuerzo cortante del suelo fue excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie del suelo relativamente continua. Es difícil determinar la causa de

muchos de los movimientos de masas de tierra, realmente cualquier cosa que produzca una disminución en la resistencia del suelo, forman parte de lo que es la inestabilidad y se deben tomar en cuenta a la hora de diseñar un muro.

2.8. Estabilidad de taludes.

Según Sowers (1993), entre las más insignificantes fallas de masas de tierra están las que se producen por taludes inestables. La gravedad actúa en la forma del peso del suelo y del agua que pudiera estar sobre ella, es la fuerza principal que tiende a producir la falla, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es la principal fuerza resistente. La superficie de falla tiene la forma de la concavidad de una cucharita de café o de la mitad de un huevo que se haya cortado longitudinalmente, con el extremo menor en la parte superior del talud y el más ancho en la parte inferior, como se muestra en la siguiente figura

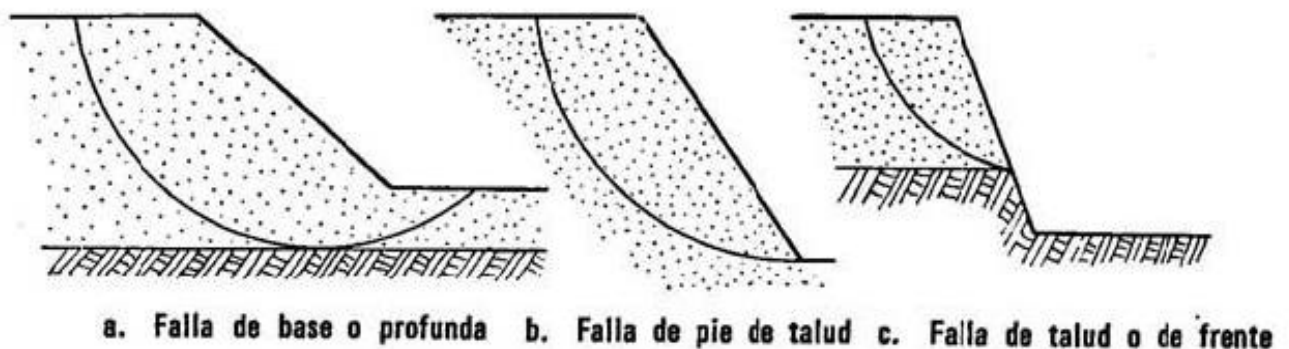


Fig. 2.13.- Tipos de fallas.

Fuente: Sowers; 1993: 620.

También se presentan otras formas de falla. En el caso de que se encontrara una zona o superficie muy débil, éstas serían las que representan una parte de la superficie de falla y si hay grandes fuerzas externas éstas son las que distorsionan la superficie de falla.

2.9. Teorías de empuje.

La teoría general del empuje de tierras se puede desarrollar partiendo de los esfuerzos en una masa de suelo bastante grande y que se encuentre a nivel. El esfuerzo vertical total en una masa de suelo y a una profundidad “Z” sería igual al peso de la tierra por esa profundidad. Cuando hay agua subterránea el esfuerzo vertical se puede separar en dos componentes: esfuerzo neutro y esfuerzo efectivo, pero eso ya dependerá de las condiciones y el tipo de suelo.

“En realidad no existe una teoría que se pueda definir como exacta, todas ellas se aproximan más o menos a la realidad y cualquiera arroja la suficiente seguridad para poder ser utilizada. La utilización de una teoría particular se basa en su carácter práctico. El uso de alguna teoría que fuera muy exacta pero poco práctica se dejaría de utilizar por su carácter poco práctico.” (Barros: 2005; 37)

2.9.1. Teoría de Coulomb para suelos friccionantes.

En el año 1776 Coulomb fue la primera persona que publicó una teoría para el cálculo de empujes sobre muros de retención. Esta teoría considera que el empuje sobre un muro se debe a una cuña de suelo que está limitada por la parte interna del muro, así como la superficie que tenga el relleno suponiendo que esta se encuentra completamente plano. En la siguiente figura se puede apreciar de mejor manera la forma que considera esta teoría:

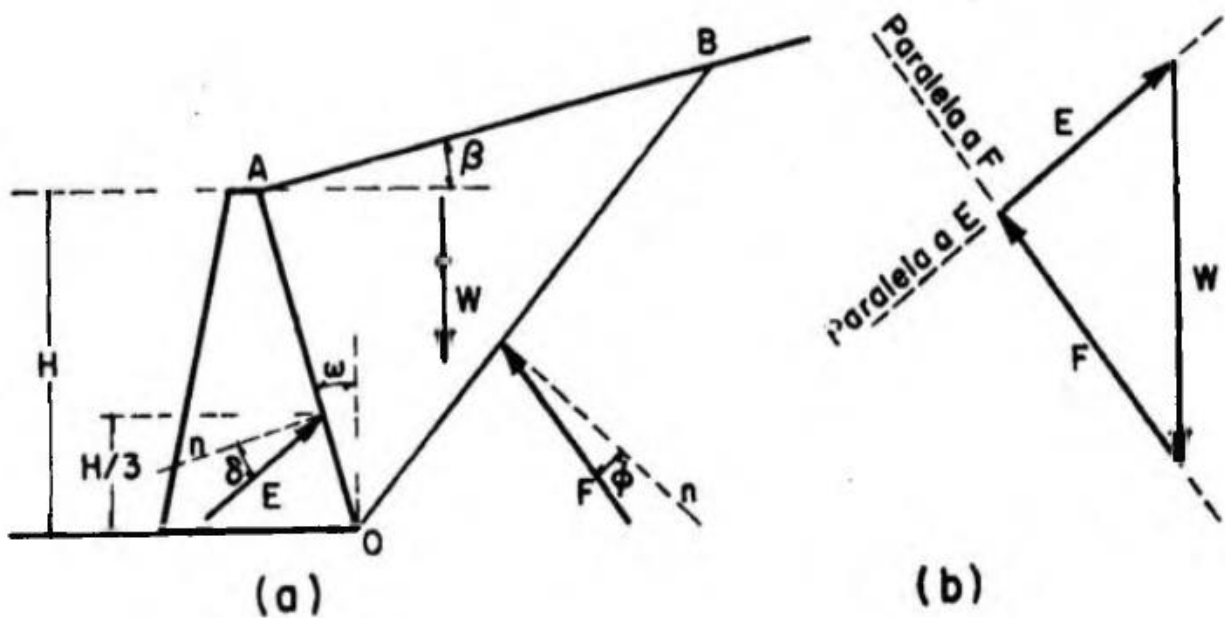


Fig. 2.14.- Mecanismo de empuje de suelos friccionantes.

Fuente: Juárez; 2005: 85.

La cuña que se forma entre los puntos OAB normalmente tiende a deslizarse debido a su propio peso, pero si ese suelo se encuentra con un alto grado de saturación incrementa su peso lo cual debe tomarse en cuenta ya que se producen esfuerzos de fricción tanto en el respaldo del muro como a lo largo del plano OB. Las fuerzas EA y F resultan inclinadas respecto a las normales y con los ángulos $\bar{\delta}$ y Φ entre muro, relleno, y suelo respectivamente de modo que:

$$0 \leq \bar{\delta} \leq \Phi$$

Si bien $\bar{\delta} = 0$ corresponde a un muro liso y es inconcebible un ángulo de fricción más pequeño. Cuando $\bar{\delta} \geq \Phi$, lo cual es posible que suceda, la falla se presentará de inmediato en el respaldo del muro, entre suelo y suelo, que prácticamente sería lo mismo que si ocurriera el deslizamiento entre el muro y el suelo. Con esto se tiene que el máximo valor práctico para $\bar{\delta}$ sería precisamente Φ . Según Terzaghi el valor para $\bar{\delta}$ puede tomarse de la siguiente manera:

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

Considerando que esta cuña se encuentra en equilibrio, se observa que el polígono constituido por W, F y E debe cerrarse. Como ya se conoce la dirección y la magnitud de W, así como también se conocen previamente las direcciones de E y F.

De tal forma que este sistema dinámico puede construirse para una cuña dada. De esta forma se podrá conocer la magnitud del empuje sobre un muro.

Para el cálculo de este tipo de cuñas no necesariamente deberá ser la más desfavorable. Por eso es necesario que se tracen diferentes cuñas, para posteriormente hacer el cálculo del empuje de cada una de ellas y así encontrar el valor máximo en cualquiera de estas cuñas.

Para el caso de un relleno friccionante limitado por un plano. Aunque sea inclinado y de un muro de respaldo plano puede darse un tratamiento matemático a las hipótesis de Coulomb y llegar a una fórmula concreta para obtener el empuje máximo.

A)

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

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

Donde:

EA= Empuje activo máximo.

ϕ = Ángulo de fricción interna de la arena

ω = Ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical

β = Ángulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal

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

B)

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

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

C)

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

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)

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

De manera que, para este caso la teoría de Rankine coincide con la teoría de Coulomb.

Coulomb no considero el estado pasivo de esfuerzos, pero aun así sus hipótesis se han aplicado a este caso, siendo posible debido a que sus fórmulas se asimilan a las presentadas para el caso activo. Invertiendo los signos de los ángulos δ y ϕ , además del de la raíz en el denominador de la fórmula A) se obtiene la siguiente ecuación:

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

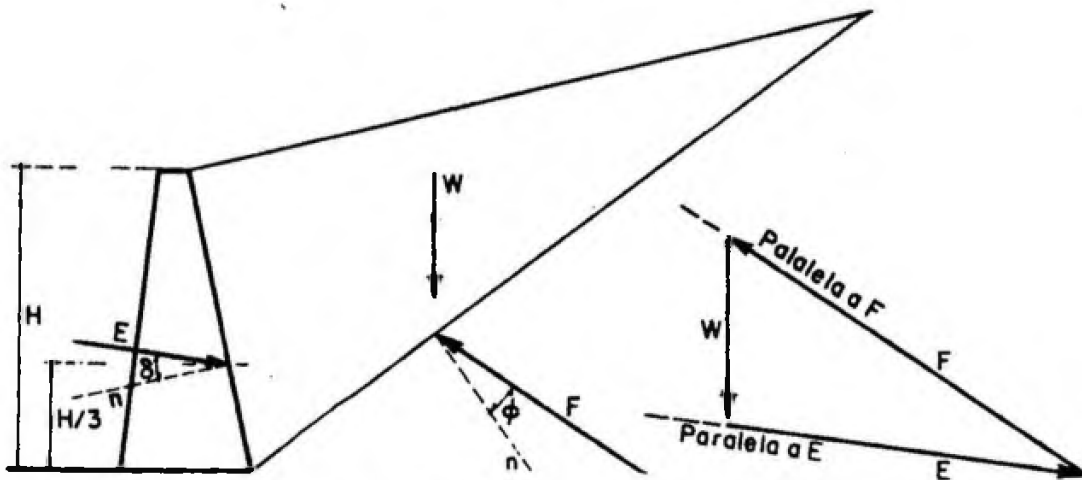


Fig. 2.15.- Empuje pasivo en suelos friccionantes.

Fuente: Juárez; 1973: 88.

Según Juárez (1973), si el ángulo $\bar{\delta}$ es muy grande, la superficie de deslizamiento real se aparta bastante del plano que ha sido supuesto en la teoría de Coulomb y ésta conduce a errores muy grandes, fuera de la seguridad al momento de obtener los resultados del empuje pasivo. Terzaghi y Peck valúan ese error en hasta un 30% su $\bar{\delta} = \Phi$, teniéndose valores menores para ángulos menores $\bar{\delta}$. En el caso del empuje activo la influencia del valor del ángulo $\bar{\delta}$ es menor y ya en la práctica no se toma en cuenta.

La Teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de las presiones sobre el muro, pues la cuña de tierra que empuja se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes en áreas de cuya distribución no se especifica nada, dentro del cuerpo de la teoría respecto al punto de aplicación del empuje activo.

2.9.2. Método gráfico para la aplicación de la teoría de Coulomb a rellenos friccionantes.

“A continuación se presenta un método gráfico desarrollado por Culmann, que permite llegar fácilmente al valor del máximo empuje ejercido contra un muro debido a un relleno arenoso. El método es general y se aplica para cualquier tipo de relleno en general”. (Juárez: 1973; 90)

En la siguiente figura se muestra en que consiste el método. Teniendo que del punto A, salen dos líneas las cuales son: Φ y Θ . La primera línea con un ángulo Φ y la segunda a un ángulo Θ . Estos ángulos se muestran en la siguiente figura:

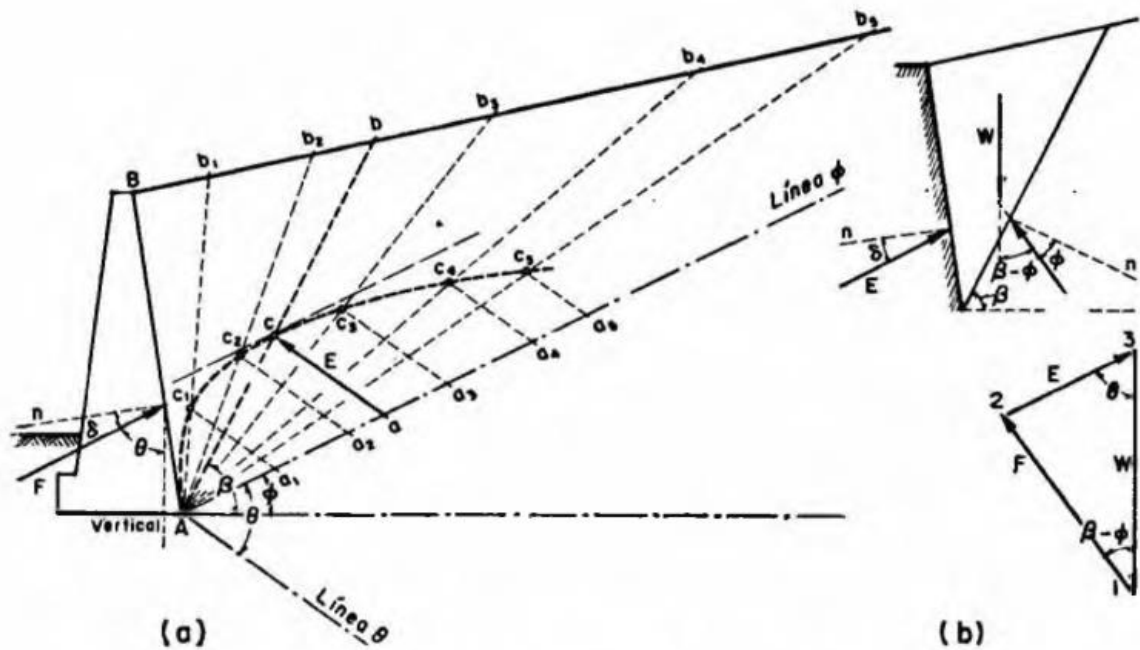


Fig. 2.16.- Método gráfico de Culmann.

Fuente: Juárez; 1973: 90.

Posteriormente se escoge una serie de planos de deslizamiento, Ab_1, Ab_2 , etc. Para calcular el peso de estas cuñas se obtiene multiplicando su área por el peso específico " γ " del área del relleno, estos pesos podrán tomarse a partir de A, sobre la "línea Φ " así se obtienen los puntos a_1, a_2 , etc.

Por estos últimos puntos se trazarán líneas paralelas a la línea θ , hasta cortar en los puntos C1, C2, etc. A los respectivos planos de falla de las cuñas. Los segmentos a1, C1, a2, C2, etc. Representan la escala de fuerzas que antes se utilizó y los empujes que produce cada una de las cuñas aleatoriamente escogidas.

En la sección b) de la figura anterior, se representa un triángulo de fuerzas, que bien podría aplicarse a cualquiera de las cuñas anteriormente seleccionadas. Ya que el ángulo " θ " es el que se forma por el empuje, la vertical, así como el peso W y el empuje E. Entre la reacción a lo largo del plano de falla, F y W se forma el ángulo $\beta - \Phi$, siendo " β " el que forma el plano de deslizamiento con la horizontal.

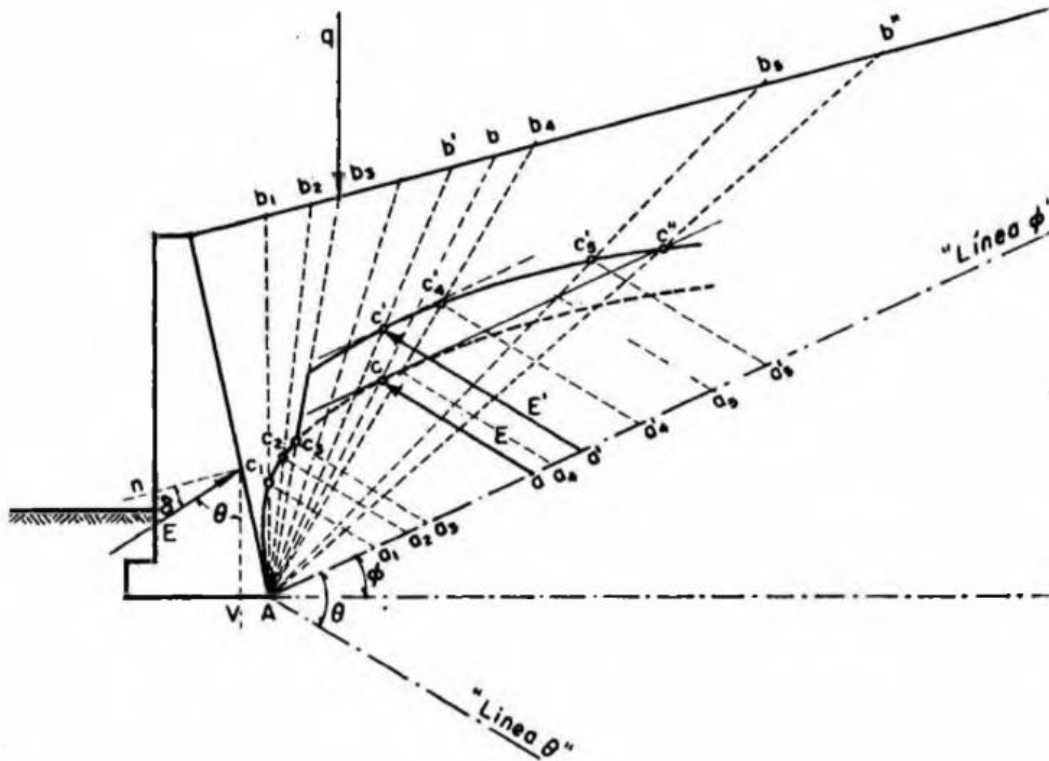


Fig. 2.17.- El método Culmann cuando existe una sobrecarga lineal.

Fuente: Juárez; 1973: 91.

Ya con esto puede trazarse una línea que pase por todos los puntos "C", obtenidos. A esto comúnmente se le conoce como línea de empujes o línea de Culmann. Si se dibuja una línea paralela a la línea " Φ ", tangente a la línea de empujes, se podrá encontrar el empuje máximo. La línea "Ac" prolongada hasta "b", proporciona el plano de deslizamiento más crítico, el cual está ligado al máximo empuje.

En dado caso que no existiera ninguna sobrecarga, su propio peso deberá agregarse al de la cuña sobre la línea " Φ ", a partir de donde comienza a actuar esta sobrecarga. Esto producirá una línea de empujes discontinua, que así resultará en el empuje "E", tal y como se muestra en la siguiente figura.

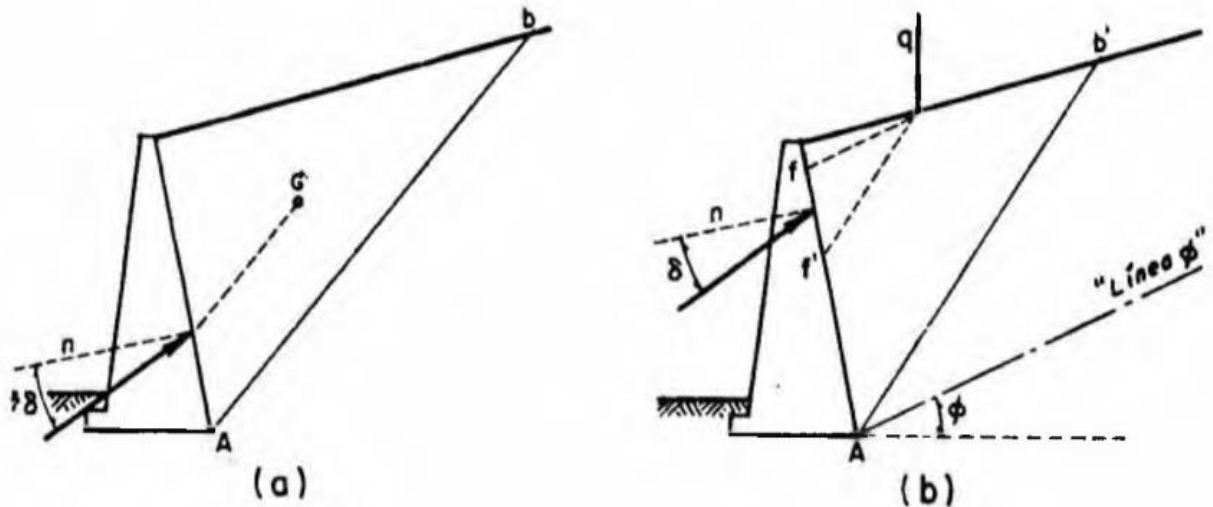


Fig. 2.17.- Punto de aplicación del empuje, según Culmann.

Fuente: Juárez; 1973: 92.

2.9.3. Teoría de Coulomb en suelos con cohesión y fricción.

Cuando un muro está conteniendo un suelo Cohesivo Friccionante que sería como se muestra en la siguiente figura, la superficie de falla se representa como una curva y bajo la zona de agrietamiento, las líneas de fluencia son curvas.

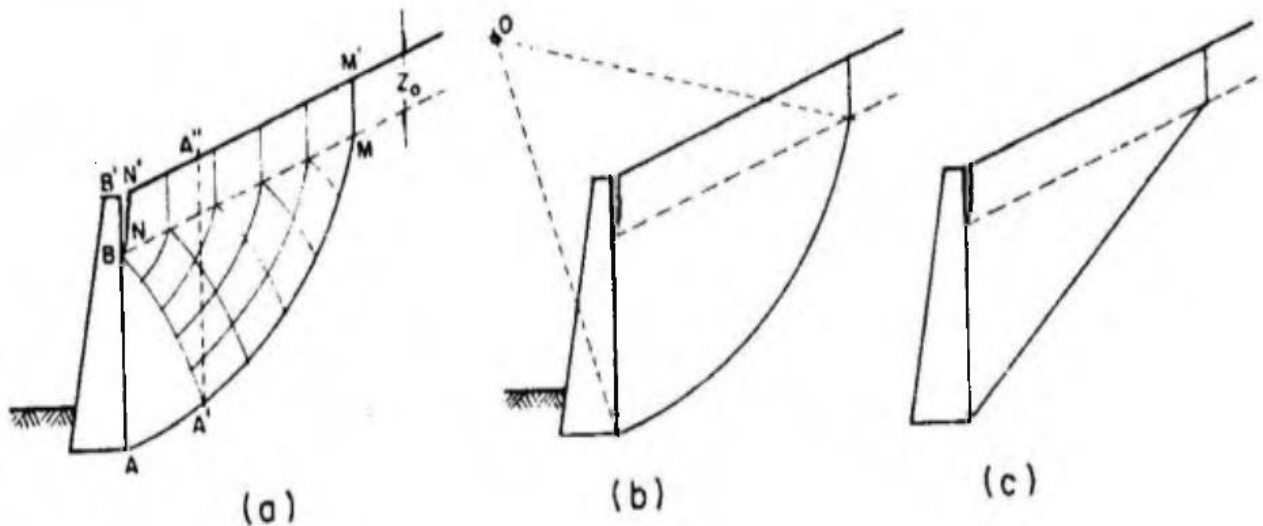


Fig. 2.18.- Simplificación para llegar a la aplicación de la teoría de Coulomb en rellenos con materia Cohesivo Friccionante.

Fuente: Juárez; 1973: 93.

“Dentro de la cuña A'MM'N'N el estado de esfuerzos es muy semejante al analizado en la teoría de Rankine y el diagrama de presiones en la vertical A'A'' puede calcularse como ya se dijo. El empuje total contra el muro estará entonces dado por la resultante de ese diagrama de presiones combinada con el peso de la cuña B'AA'A'' y la fuerza de reacción existente en la superficie AA'. Todo esto

conduce a un procedimiento laborioso y difícil que normalmente se abrevia recurriendo a simplificaciones". (Juárez; 1973: 93)

Por ejemplo, se podría hacer una suposición de la imagen en la sección (b), que la superficie de falla que se observa está en forma circular por lo que podría calcularse el empuje, lo cual permite desarrollar un método de cálculo conveniente.

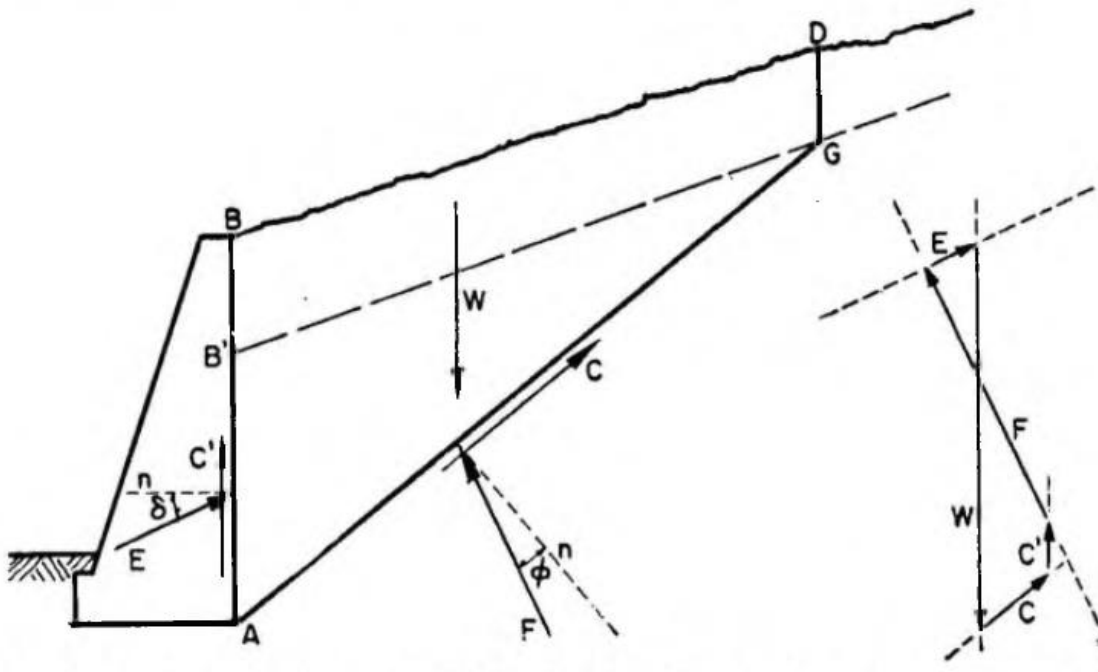


Fig. 2.19.- Aplicación de la Teoría de Coulomb a rellenos cohesivos friccionantes

Fuente: Juárez; 1973: 94.

En la mayoría de los casos en la práctica resulta ser muy eficiente considerar la superficie de falla como si se representara desde la base del muro hasta la zona de agrietamiento tal como se muestra en la figura c) de la imagen anterior.

Si se supone una cuña de deslizamiento, su equilibrio quedará garantizado debido a las siguientes fuerzas: el peso propio total, "W" del área de la cuña por el peso específico del suelo, la reacción que habrá entre la cuña y el suelo, con dos componentes, "F" por la reacción normal y a la fricción, "C" debida a la cohesión, la adherencia entre el suelo y el muro, así como empuje activo "E".

Todas estas fuerzas forman el polígono cerrado que aparece en la figura anterior, donde se puede calcular el valor "E" que es el que corresponde a la superficie de falla supuesta. También se puede observar que las fuerzas C y C' pueden conocerse no solo su dirección sino también su magnitud multiplicando el parámetro "c" del suelo por las longitudes AG y AB'.

El método de cálculo lleva a un procedimiento de tanteos para determinar el máximo "E" posible. El muro deberá calcularse, para soportar la combinación de las fuerzas que se pretende aplicarle. La Teoría de Coulomb resulta ya muy poco aproximada y si se refiere a la seguridad, es muy poco confiable, por lo que su uso no es recomendable.

Para el cálculo de este muro se utilizará el METODO DE RANKINE, ya que es el método que más se aproxima a las condiciones y características del suelo donde se pretende construir el muro.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se muestran los detalles de macro y micro localización para el proyecto actual, así como las características físicas del lugar, un reporte fotográfico, climas predominantes, etc.

3.1. Generalidades.

Se presentará la información necesaria para la localización del proyecto, así como las características del entorno mismo. Se diseñará un muro de contención, para retener un empuje de un terraplén que se utilizará para la construcción de una cabaña y áreas verdes, realizando previamente un levantamiento topográfico y un estudio de mecánica de suelos para poder determinar las dimensiones del muro, así como el peso propio del mismo para verificar que el suelo sobre el que se desplantará podrá soportarlo sin que ocurra algún tipo de falla.

3.1.1. Objetivo.

El objetivo de esta investigación es diseñar un muro de contención para la retención de una masa de suelo localizado en la huerta Los Tres potrillos en la

localidad de Patuán que está situada en el municipio de Ziracuaretiro en el estado de Michoacán de Ocampo.

3.1.2. Alcance del proyecto.

En este proyecto se diseñará un muro de contención por gravedad a base de mampostería de piedra braza. Se revisarán los factores de seguridad necesarios para afirmar que el muro cumple con las características requeridas del sitio para el que es diseñando.

3.2. Resumen ejecutivo.

A continuación se presentan las características del área y la zona del proyecto, así como el levantamiento topográfico, perfiles, secciones, estudio de mecánica de suelos, etc. Y todo lo necesario para poder calcular y diseñar de la mejor manera el muro de contención.

En este trabajo se propondrán las dimensiones que deberá tener el muro para que cumpla con las características del lugar y con la capacidad de carga del suelo, así como también se revisará por deslizamiento y volteo, tomando en cuenta que contará con un sistema de drenaje para el agua que se acumule en la masa de tierra que se estará reteniendo.

Se visitó el lugar de trabajo donde se pretende construir el muro de contención y se pudo observar que se cuenta con un lindero hecho con alambres que están delimitando la huerta, también algunos árboles grandes que se encuentran en el sitio donde se realizará la excavación para el desplante del muro los cuales deberán cortarse y retirarse del lugar antes de iniciar con la excavación.

3.3. Entorno geográfico.

En este capítulo se describirán las características geográficas correspondientes a la localidad de Patuán perteneciente al municipio de Ziracuaretiro que se encuentra en el estado de Michoacán de Ocampo.

3.3.1. Macro y Micro localización.

Se puede encontrar el estado de Michoacán en el centro-oeste del territorio mexicano. Limita al norte con los estados de Guanajuato y Querétaro, al este con el estado de México, al sur con Guerrero, al suroeste con el Océano Pacífico y el noroeste con Colima y Jalisco. Cubre una superficie de 58,585 km², que representa el 3% de la superficie total del país, ocupando el lugar número 16 en extensión entre las 32 entidades federativas de México. Se encuentra ubicado entre las coordenadas 17° 55' y 20° 24' de latitud norte, y las coordenadas 100° 04' y 103° 44' de longitud oeste.



Imagen. 3.1.- Localización del estado de Michoacán en México.

Fuente: www.blogspot.mx; 2016.

Datos arrojados por INEGI (2010), el trabajo se realiza en la localidad de Patuán que está situada en el municipio de Ziracuaretiro en el estado de Michoacán de Ocampo. Está situada a 1260 metros de altitud sobre el nivel del mar, sus coordenadas geográficas son entre los paralelos 19°21' y 19°31' de latitud norte; los meridianos 101°48' y 102°00' de longitud oeste.

Limita al norte con Tingambato, al este con Santa Clara, al sur con Taretan, y al oeste con Uruapan. Su distancia a la capital del Estado es de 121 km. Su superficie es de 159.93 Km² y representa el 0.27 por ciento del total del Estado.



Imagen. 3.2.- Localización de Patuán en el estado de Michoacán.

Fuente: Google Earth; 2016.

El proyecto se realiza en una huerta localizada al noreste de Patuán, Michoacán, en las coordenadas $19^{\circ}23'16.70''$ latitud norte y $101^{\circ}54'4.27''$ longitud oeste, a una elevación de 1419 m sobre el nivel del mar. El cual se muestra a continuación en la siguiente imagen:



Imagen. 3.3.- Localización del muro en el sitio donde se pretende construir.

Fuente: Google Earth; 2016.

3.3.2. Geología Regional y de la Zona de Estudio.

La geología regional de la zona de estudio está clasificada por el Servicio Geológico Mexicano (SGM). El origen y evolución geológica de la región central-occidental del estado de Michoacán, a la que pertenece, ha sido clasificada por investigadores y técnicos, agrupándola en provincias geológicas.

La distribución regional de esta provincia es clara en cuanto a su origen y evolución; la cual está constituida de suelos representados por andesitas y basaltos de la era Cenozoica, afloramiento de rocas volcánicas terciarias y cuaternarias.

La geología de la zona de estudio indica que los suelos del municipio datan del período cenozoico, terciario inferior, cuaternario y eoceno, corresponden principalmente a los del tipo podzólico y pradera así como de montaña y roca ígnea extrusiva, en meseta basáltica con sierras, así como también se encuentra un volcán que no registra actividad (El Cerro Cobre), (www.inafed.gob.mx; 2016).

3.3.3. Hidrografía Regional y de la Zona de Estudio.

En la región se cuenta con 228 km de costas, siendo sus costas unas de las más montañosas y accidentadas del país. Los principales lagos del estado son: el lago Cuitzeo, el lago de Pátzcuaro, el lago de Zirahuén, una parte del lago de Chapala, y la Presa Infiernillo.

También se encuentra en la región el río Lerma, el cual nace en el Estado de México y abastece a la presa de Tepuxtepec para regar las tierras del valle de Maravatío y producir energía hidroeléctrica. Le siguen en importancia el río Balsas con numerosos afluentes, como el río Cupatitzio el cual alimenta las caídas de agua de La Tzaráracua y el río Tepalcatepec.

La hidrografía en la zona de estudio se constituye principalmente por los ríos Ziracuaretiro, Ziraspén, la Brújula y Calicanto, y manantiales de agua fría. Pertenece a la cuenca: R. Tepalcatepec-Infiernillo y la sub-cuenca: R. La Parota. Las corrientes de aguas perenes son: El Guayabo, Acumbaro, Caninzio. Y las corrientes Intermitentes son: Chupanguio, Tomendan, Agua Escondida, El Guayabo, Acumbaro y El Salto.

Cuenta con un clima cálido subhúmedo con lluvias en verano en el 70 % del territorio, cuenta con un rango de temperatura que oscila entre los 16 – 24°C y con un rango de precipitación de entre 1,200 – 2,000 mm la precipitación pluvial anual. Vientos dominantes en primavera y verano del oeste y sur, en otoño del norte y en invierno del noreste al sureste.

3.3.4. Uso de Suelo Regional y de la Zona en Estudio.

De acuerdo con la página de internet (www.wikipedia.org), el suelo en esa región está constituido por el sistema volcánico transversal y los cerros El Cobrero, Cueva, Salto, Panadero y Malpaís. Del territorio corresponde el 35% de bosque de pino-encino, y el bosque tropical deciduo, con ceiba, cedro, y tepeguaje. 30% a la agricultura de riego, seguido en un 25% de bosque únicamente de pino y solamente el 10% corresponde a asentamientos humanos.

En cuanto a la fauna se conforma por venado, conejo, coyote, tejón, zorro, tlacuache, ardilla, cuervo, guacamaya, gorrión, pájaro carpintero y primavera. Su uso

es primordialmente forestal y en menor proporción agrícola y ganadero. En la zona del proyecto el suelo sólo se utiliza para la producción de aguacate. A continuación, se describen las actividades que más se realizan en la zona de estudio:

- Agricultura: Se cultiva aguacate, maíz, caña de azúcar, zarzamora, durazno café, guayaba, jícama y hortalizas como el jitomate, tomate, chile, calabaza, etc.
- Ganadería: Se cría ganado bovino, avícola, porcino, equino, caprino, etc.
- Turismo: cuenta con el Balneario “Caracha”, que brinda servicio de restaurant-bar, hotel y campos deportivos, así como también se encuentra el Balneario "Rincón de las Flores": Situado a 1 Km de Ziracuaretiro, por la carretera libre a Taretan, que cuenta con: restaurant-bar, fuente de sodas y áreas deportivas.
- Comercio: Aunque la actividad económica no está muy desarrollada, hay empaques de aguacate y zarzamora, ferreterías, papelerías tiendas de abarrotes, peleterías, etc.
- Caza y pesca: la cacería y la pesca se practica muy poco y solo para consumo propio.

3.4. Informe fotográfico.

A continuación, se muestra el informe fotográfico para el proyecto que se pretende realizar. En la imagen 3.4 se puede observar la topografía del terreno natural donde se pretende construir el muro de contención, también se alcanza a apreciar el color del suelo, así como el desnivel con que éste cuenta y la vegetación que hay en el lugar:



Imagen. 3.4.- Localización del muro en el sitio donde se pretende construir.

Fuente: Propia; 2016.

3.4.1. Problemática de deslave.

En la siguiente imagen se muestra el problema que se tiene en el suelo debido a la gran pendiente que tiene el terreno que es de aproximadamente el 80 % o sea que por cada metro que se avanza tiene 80 centímetros de desnivel, debido a esto en época de lluvias el agua baja a gran velocidad arrastrando sedimentos, afectando los cajetes de algunos árboles debido a la socavación.



Imagen. 3.5.-Se observa la socavación que ha dejado el paso del agua.

Fuente: Propia; 2016.

3.4.2. Estado físico actual.

Actualmente el terreno se encuentra en las condiciones que se muestran en la siguiente imagen (Imagen. 3.6), donde se puede apreciar el lindero hecho con alambre y postes de madera, el cual será donde se ubicará el muro, que posteriormente será él que se utilizará como lindero entre la huerta Los Tres Potrillos y la otra propiedad, también se puede observar la vegetación que hay en el lugar.



Imagen. 3.6.- Estado natural de terreno.

Fuente: Propia; 2016.

3.5. Alternativas de solución.

Como alternativa de solución se propone terraplenar esa parte que está sufriendo daño y retenerlo con un muro de contención a base de mampostería de

pedra braza, la cual ya se encuentra en el sitio donde se pretende construir el muro, el cual tendrá su propio sistema de drenaje para evitar el estancamiento de agua y de esa forma darle solución al problema. Es debido a esto que no se analizará el muro con concreto armado ya que aumentaría el costo de su construcción y, por lo tanto, no sería viable.

3.5.1. Planteamiento de alternativas.

Se plantea como solución al problema la construcción de un muro de contención a base de mampostería de piedra braza. Se analizará el muro solamente a base de mampostería con diseño por gravedad, ya que el lugar donde se llevará a cabo la obra ya se cuenta con una parte de material (piedra braza),

3.5.2. Procesos de análisis.

Para la realización del presente proyecto principalmente se requirió de un levantamiento topográfico, el cual se realizó con un clisímetro para posteriormente pasarlo al software Excel y AutoCAD para determinar los desniveles con los que cuenta el terreno, una vez obtenidos se procedió a hacer un estudio de mecánica de suelos para obtener la capacidad de carga del terreno, tipo de suelo, peso volumétrico, etc, los cuales son necesarios, ya que en base a eso se determinará el tipo de cimentación o si se requiere hacer un mejoramiento de suelo para poder estabilizarlo y aumentar su capacidad de carga.

Con los resultados obtenidos del estudio de mecánica de suelos se realiza un predimensionamiento del muro, utilizando el peso volumétrico del terreno sobre el que se desplantará, así como el peso volumétrico del suelo a contener para determinar los empujes pasivo y activo, Para posteriormente analizarlo por hundimiento, deslizamiento y volteo, los cuales debe cumplir con ciertos factores de seguridad para determinar que el muro está diseñado adecuadamente.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se presenta la metodología que se utilizó para llevar a cabo esta investigación, así como también se hará mención del método empleado, enfoque de la investigación, alcance, el diseño, instrumentos de recopilación de datos y la descripción del proceso de investigación.

4.1. Método empleado.

Para esta investigación se utilizó el método científico. Se le conoce a este método como la transición entre el conocimiento científico y la investigación científica. Este método no es otra cosa más que la aplicación de la lógica a las realidades o hechos observados.

“Este método científico es un proceso utilizado para descubrir las condiciones en que se encuentran ciertos sucesos específicos, entre sus características están el ser variable, tentativo, de razonamiento riguroso y observación empírica”, esto según Tamayo y Tamayo (2000).

Lo importante en el método científico no es simplemente descubrir las verdades, sino más bien dejar bien especificado cual es el procedimiento con el que se demuestre claramente el porqué, ya que cada ciencia plantea un problema y

requiere de un método especial, dependiendo cual sea el caso, pero el procedimiento que se deberá de seguir está regulado por el método científico.

Cuando se trata de la búsqueda del conocimiento se sabe que es un proceso muy largo y extenso, pero las soluciones que se obtienen son bastante aproximadas. A pesar de todos los avances que se han logrado en la búsqueda del conocimiento y sabiduría, el ser humano no ha encontrado aún un método donde encuentre todas las respuestas a sus preguntas.

Retomando lo dicho por Tamayo y Tamayo (2000), se dice que el método científico ha demostrado ser un medio útil para adquirir conocimientos en las ciencias de la naturaleza, poco a poco aplicable a la solución de diversos problemas de la vida en el mundo moderno.

Para esta investigación se utilizará el método científico, se plantea un problema que en este caso sería que se tiene la necesidad de contener un talud, comenzando por estudiar el tipo de suelo sobre el que se cimentará la estructura y el tipo de material que se va a contener, así como las formas y tipos de muro que resulte ser más eficiente y seguro llegando a una buena solución para posteriormente tomar la mejor decisión posible.

4.1.1. Método matemático.

Con base en lo citado por Mendieta (2005), cualquier investigación que contiene números de relaciones constantes, variedad de hipótesis, diversidad de comprobaciones, y éstas se tomen en cuenta para afirmar o negar algo, entonces se estaría aplicando el método cuantitativo. Si la realidad se corresponde con el pensamiento, entonces no sería necesario recurrir a la experiencia, pues el pensamiento puede, por sí mismo, descubrir lo que sería toda la estructura de la realidad.

En esta investigación se utilizó el método matemático, ya que todos los datos y procedimientos que aquí se utilizan son valores numéricos que se han de comparar para poder llegar a una buena solución e iniciar con el proceso constructivo.

4.2. Enfoque de la investigación.

En términos metodológicos, este estudio, según el enfoque, se denomina cuantitativo. La metodología cuantitativa es aquella que permite examinar los datos de manera científica, o de manera más específicamente en forma numérica, generalmente con ayuda de herramientas del campo de la estadística.

Para que exista metodología cuantitativa se requiere que entre los elementos del problema de investigación exista una relación cuya naturaleza sea representable por algún modelo numérico ya sea lineal, exponencial o similar.

Según Mendieta (2005), comenta al respecto, que debe haber claridad entre los elementos de investigación que conforman el problema, que sea posible definirlo, limitarlos, y saber exactamente donde se inicia el problema, en qué dirección va y que tipo de incidencia existe entre sus elementos.

De los elementos se puede decir que:

- Llevan a cabo la observación y evaluación de fenómenos.
- Su naturaleza es descriptiva.
- Permite al investigador “predecir” el comportamiento del consumidor.
- Los métodos de investigación incluyen: Estudio de mecánica de suelos, levantamiento topográfico y cálculo del muro de mampostería.
- Los resultados son descriptivos y pueden ser generalizados.

Esta tesis presenta la realización de un diseño, el cual se lleva a cabo mediante cálculos numéricos que deberán ser exactos para su aprobación y construcción, estos resultados no podrán utilizarse en ningún otro sitio, debido a que las características de cada lugar son diferentes.

4.2.1. Alcance de la investigación.

La presente investigación es considerada como descriptiva. Un estudio descriptivo busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de las personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier fenómeno que someta a un análisis.

Partiendo de lo dicho por Hernández y Cols (2010), mencionan que únicamente tienen la intención de medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, su objetivo no es indicar cómo se relacionan éstas.

Se refiere a la etapa preparatoria del trabajo científico que permita ordenar el resultado de las observaciones de las conductas, las características, los factores, los procedimientos y otras variables de fenómenos y hechos. Este tipo de investigación no tiene hipótesis exacta. Ya que se fundamenta en una serie de análisis y prueba para llevar a cabo la valoración de la física.

4.3. Diseño de la investigación.

Se tienen dos tipos en el diseño de la investigación:

- Experimental.
- No experimental.

Según Hernández y Cols (2010), en el diseño experimental se construye el contexto y se manipula intencionalmente la variable independiente, se observan los efectos de esta manipulación. A diferencia de los diseños no experimentales se tiene que es cuando una investigación se realiza sin ningún tipo de manipulación en las variables, es decir, se trata de estudios donde no se modifican las variables independientes para comparar los efectos con otras variables, en si lo que se hace en la investigación no experimental es observar fenómenos tal como se dan en su contexto natural, para posteriormente analizarlos.

El diseño que se utiliza en esta investigación es no experimental, esto es porque todo el proceso de investigación se lleva a cabo sin ningún tipo de manipulación ya que las variables independientes ocurren y no es posible manipularlas o sea se observan situaciones ya existentes. La investigación no experimental es sistemática y empírica.

“El diseño de investigación transeccional o transversal recolectan datos en un sólo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado. Es como tomar una fotografía de algo que sucede. Pueden abarcar varios grupos o subgrupos de personas, objetos o indicadores, así como también diferentes comunidades, situaciones o eventos”.
(Hernández y Cols: 2010; 152)

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

Para hacer el levantamiento topográfico se realizó con un clisímetro, una cinta métrica y un estadal. Estas herramientas son muy prácticas y útiles para levantamientos de áreas pequeñas como en este caso, con estos aparatos se obtienen los desniveles del terreno natural.

Se utilizó el programa Excel para descargar los datos obtenidos en campo así como para la realización de las tablas utilizadas para el cálculo y empujes del muro, el predimensionamiento y para comprobar con los coeficientes de seguridad de volteo, deslizamiento y hundimiento.

El programa AutoCAD, se utilizó para la obtención de áreas, volúmenes del terraplén y excavación, tipos de muros, planos arquitectónicos, etc.

CivilCAD, este programa se utilizó para la realización del levantamiento topográfico, así como para hacer las secciones, ejes de proyecto, curvas de nivel, etc.

El programa Office Word ha sido el programa más utilizado debido a que es donde se describe toda la investigación de esta tesis.

4.5. Descripción del proceso de investigación.

Primeramente, se planteó un problema en el cual está centrada esta investigación, después se comenzó a trabajar sobre eso para poder proceder en la investigación, posteriormente se buscó información referente a este tema en la biblioteca de la Universidad Don Vasco obteniendo buenos resultados ya que se encontraron dos tesis con el mismo tema.

Para iniciar con este proyecto primero se hizo una investigación de campo, se requirió de un previo estudio de mecánica de suelos el cual se obtuvo sacando una muestra de suelo a una determinada profundidad y llevándola a laboratorio para posteriormente someterla a diferentes pruebas de carga y así determinar su capacidad de carga.

Una vez obtenidos los resultados del estudio de mecánica de suelos se hace un levantamiento topográfico el cual se realizó con un clisímetro y un estadal para obtener la topografía del terreno natural, después se pasa esa información a un software (Excel). De ahí se pasa la información directamente al programa CivilCAD donde se obtuvieron las curvas de nivel, pero principalmente el eje de proyecto que es con lo que se trabajará para calcular el muro ya que se deberá utilizar el desnivel más desfavorable. Se revisa que la sección propuesta cumpla con todos los factores de seguridad para que sea una estructura económica y segura (volteo, deslizamiento y hundimiento).

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

A continuación se presentará el cálculo y análisis matemático que se realizó con el objetivo de determinar la topografía del terreno, capacidad de carga del suelo, cargas transmitidas y los empujes que afectarán al muro de contención, esto con la finalidad de obtener las dimensiones y características del muro para que cumpla con los factores de seguridad ya establecidos.

5.1. Topografía.

Según García (2003), la Topografía es una aplicación de la geometría y, por tanto, sin el conocimiento de esta ciencia, sería imposible que cumpliera con lo que tiene asignado. Trata de los principios y métodos empleados para determinar las posiciones relativas de los puntos de la superficie terrestre, por medio de medidas, y usando los tres elementos del espacio. Estos elementos pueden ser: dos distancias y una elevación, o también una distancia, una dirección y una elevación.

La Topografía define la posición y formas del suelo; es decir, estudia en detalle la superficie terrestre y los procedimientos por los cuales se pueden representar, todos los accidentes que en ella existen, ya sean naturales o debidos a la mano del hombre, el medio usual de expresión es el dibujo.

El equipo topográfico más utilizado se clasifica dependiendo las necesidades que se tengan como se muestra a continuación:

- Para medir ángulos: la brújula, el tránsito y el teodolito.
- Para medir distancias: cinta métrica, el odómetro y el distanciometro.
- Para medir pendiente: el clisímetro, nivel fijo, niveles electrónicos.

Debido a las condiciones en las que se encuentra el terreno donde se lleva a cabo este proyecto se tuvo la necesidad de utilizar un clisímetro ya que el sitio de estudio cuenta con una pendiente muy inclinada que es de aproximadamente el 80 %, esto quiere decir que por cada metro que se avanza tiene 80 centímetros de desnivel.

5.1.1. Levantamiento Topográfico.

“El levantamiento es una de las artes más antiguas utilizada por el hombre, porque desde épocas tempranas ha sido necesario marcar límites y dividir la tierra. Es una operación técnica que consiste en medir directamente el terreno. También se dice que el levantamiento es un conjunto de operaciones y medios puestos en práctica para determinar las posiciones de puntos del terreno y su representación en un plano”. (García, 2003: 4)

En cuanto a su extensión, los levantamientos pueden ser topográficos o geodésicos, los cuales se clasifican de la siguiente manera:

- Levantamientos topográficos: son los que se extienden sobre una porción relativamente pequeña de la superficie de la tierra que, se considera como si fuera plana. Las dimensiones máximas de las zonas representadas en los planos topográficos no supera los 30 km.
- Levantamientos geodésicos: son aquellos que abarcan grandes extensiones y obligan a tomar en cuenta la forma de la tierra.

Para este proyecto se realizó un levantamiento topográfico utilizando un clisímetro para obtener los puntos necesarios y poder pasarlos al software AutoCAD donde se obtendrá toda la información de la superficie como lo son curvas de nivel, elevaciones, estaciones, etc. Tal y como se muestra en la siguiente imagen:

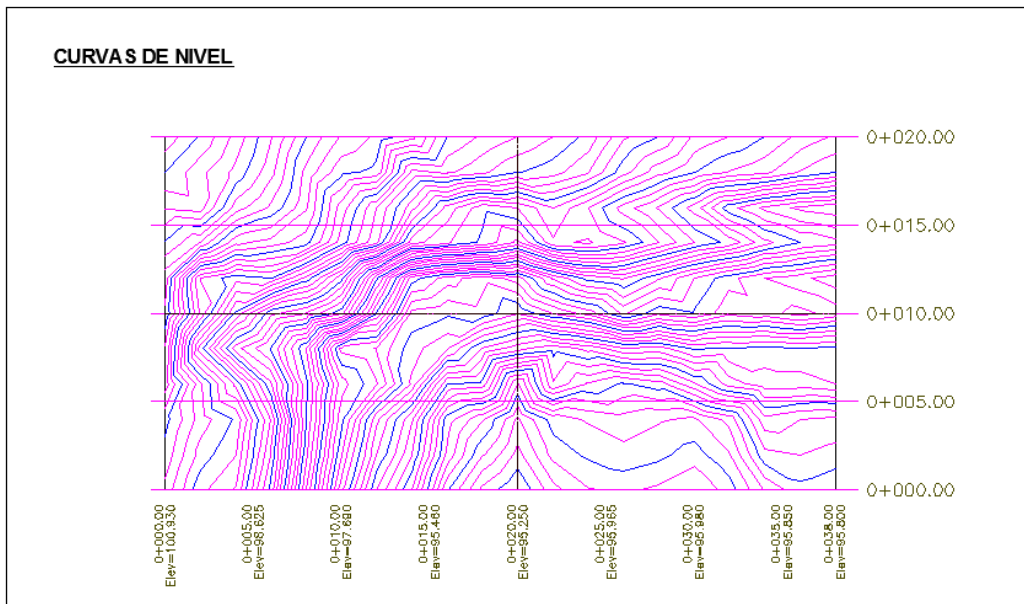


Imagen. 5.1.- Curvas de nivel.

Fuente: Propia; 2016.

5.1.2. Perfil.

Según Codazzi (1998), un perfil topográfico es una representación de relieve del terreno natural que se obtiene cortando transversalmente las líneas de un mapa de las curvas de nivel, cada una de estas curvas se puede definir como una línea cerrada que une puntos del relieve situados a igual altura sobre el nivel del mar. Se dibuja generalmente en la misma escala horizontal que el mapa.

En la siguiente imagen se muestra el perfil que se obtuvo del levantamiento topográfico del sitio donde se pretende construir el muro de contención. Con esto se tuvo la facilidad de calcular la cantidad de metros cúbicos de material producto de excavación y de relleno, así como también se obtuvieron los empujes para realizar el predimensionamiento del muro.

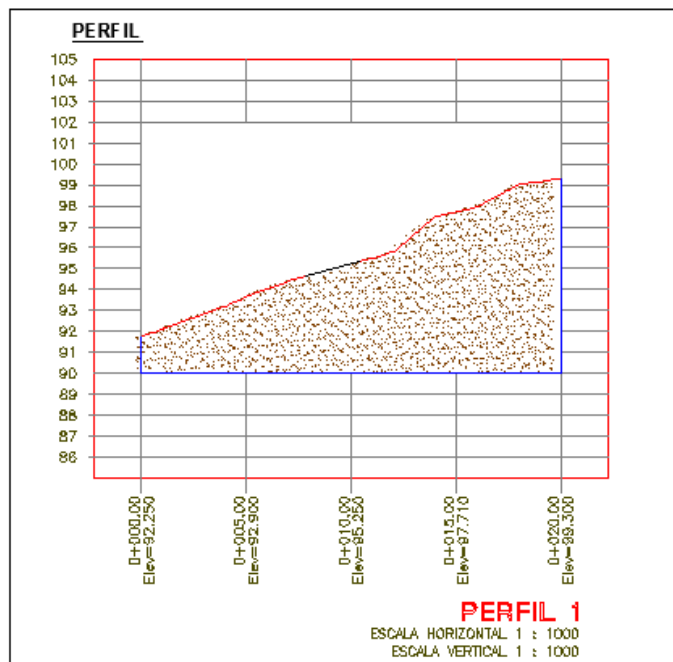


Imagen. 5.2.- Perfil del terreno.

Fuente: Propia; 2016.

5.2. Estudio de mecánica de suelos.

El objetivo principal de la mecánica de suelos es estudiar el comportamiento del suelo para ser usado como material de construcción o como base de sustentación de las obras de ingeniería. Ésta se interesa por la estabilidad del suelo, por su deformación y por el flujo de agua hacia su interior y exterior.

Según Rodríguez (2005), la mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la física y las ciencias naturales a los problemas que involucran las cargas impuestas a la capa superficial de la corteza terrestre. Todas las obras de ingeniería civil se apoyan sobre el suelo de una u otra forma, y muchas de ellas, además, utilizan la tierra como elemento de construcción para terraplenes, diques, rellenos, entre otros, tomando en cuenta que resulte económicamente factible usarlo como material de construcción.

Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo o si, aún sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, los cuales no se toman en cuenta en el diseño de alguna estructura, y este tipo de fallas normalmente se representan como: fisuras, grietas, pandeo o desplomos que podrían llevar la obra a ser inutilizable o en casos extremos a un colapso.

5.2.1. En que consiste un estudio de mecánica de suelos.

Para este proyecto se realizó un estudio de mecánica de suelos para determinar la capacidad de carga, granulometría, límites de consistencia, tipo de suelo, etc. Con lo que se podrá realizar un predimensionamiento del muro que se pretende construir. Primero se realizó un pozo a cielo abierto de 2x2x2.60 metros, el cual se excavará a mano (con pico y pala), para posteriormente obtener una muestra inalterada en forma de un cubo de 40 cm por cada lado, Además se llenan dos bolsas de plástico con aproximadamente 3 kg de tierra del fondo del pozo que sería la muestra alterada las cuales se llevaron al laboratorio de mecánica de suelos ubicado en la Universidad Don Vasco, donde se sometió a diferentes pruebas de laboratorio.

5.2.2. Pruebas de estudio.

A continuación se describirán brevemente los conceptos y en que consiste cada una de las pruebas realizadas en el laboratorio para poder obtener la capacidad de carga, así como sus características y el tipo de suelo.

Determinación de la Composición Granulométrica: determina la distribución de las partículas de un suelo respecto a su masa retenida a cada malla, calcular su porcentaje respecto al total y clasificar mediante la determinación de la curva granulométrica, al material de ensayo.

Límites de Consistencia: Determinar las características de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla No. 40, cuyos resultados permiten identificar y clasificar los suelos finos principalmente.

Compresión Simple: Es determinar las características de esfuerzo-deformación, así como la capacidad de carga del suelo al aplicar una carga axial a una muestra representativa.

Compresión Triaxial Rápida: Se obtienen los parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante, la información que se obtiene de cada ensaye es la más preservativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

Consolidación Unidimensional: Su finalidad es determinar la velocidad y grado de asentamiento que experimenta una muestra de suelo al someterla a una serie de incrementos de presión o carga.

No se encontró nivel de aguas freática, y la exploración terminó a una profundidad de 2.60 metros. Las pruebas realizadas para el estudio de mecánica de suelo de los materiales extraídos, dieron los resultados que se muestran a continuación:

PRUEBAS REALIZADAS	SONDEO	
	Estrato 1	Estrato 2
Profundidad del estrato. (m)	De 0.00 a 0.20	De 0.20 a 2.60
Descripción del suelo	Capa vegetal	Material fino de tipo limoso, color café claro
Nivel de agua freática	No	No
Prof. Muestra inalterada. (m)	-	2.60
	GRANULOMETRÍA	
% Pasa Malla No. 4	-	100
% Pasa Malla No. 40	-	92.5
% Pasa Malla No. 200	-	82.17
Clasificación Granulométrica	-	Suelo fino
	LÍMITES DE CONSISTENCIA	
Humedad Natural (%)	-	44.93
Límite Líquido (%)	-	33.00
Límite Plástico (%)	-	26.92
Índice Plástico (%)	-	6.08
Contracción Lineal (%)	-	4.35
Clasificación Límites	-	ML
CLASIFICACIÓN SUCS	-	ML
Descripción SUCS	-	Limo Inorgánico de Baja Compresibilidad
	COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA	
Peso volumétrico prom. (Ton/m ³)	-	1.16
Ángulo de Fricción Interna (°)	-	14.45
Cohesión del suelo (Ton/m ²)	-	0.90
	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	
Densidad de Sólidos	-	3.10
Carga de Preconsolidación (Ton/m ²)	-	7.00

Imagen. 5.3.- Resultados del estudio de mecánica de suelo.

Fuente: Propia; 2016.

Además, con todas las pruebas realizadas se obtuvieron los valores de la resistencia del suelo a la profundidad de 2.60 metros, así como también se analizaron los resultados en la gráfica de plasticidad para su clasificación, la cual se muestra a continuación:

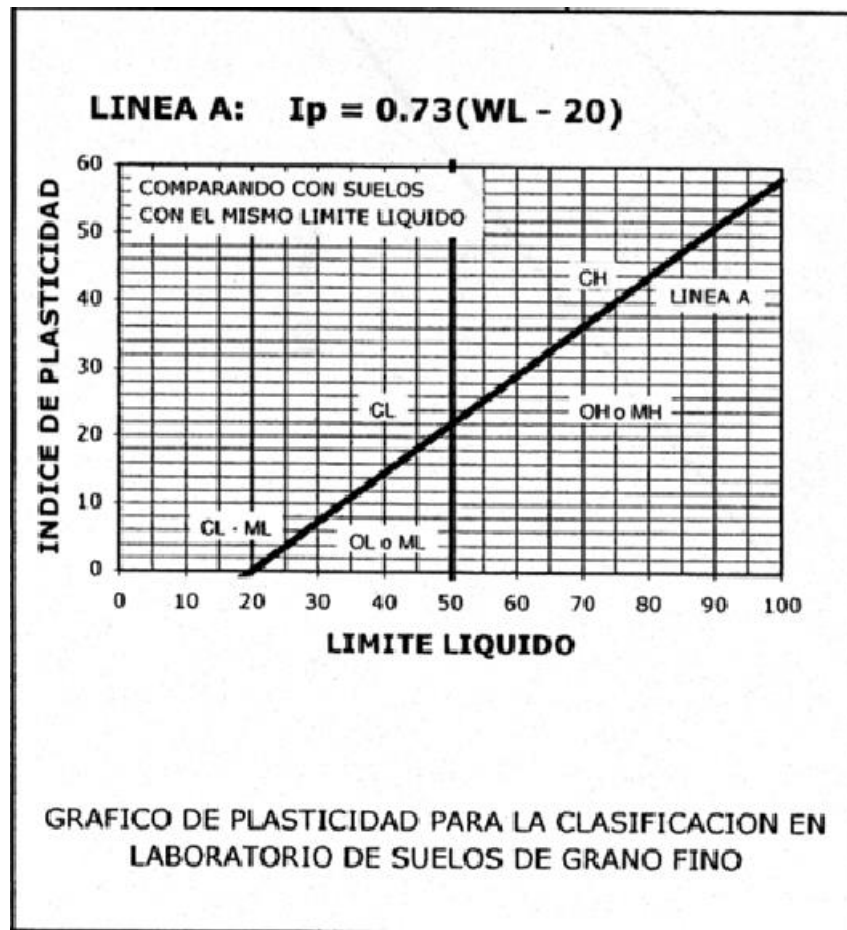


Imagen. 5.4.- Gráfica de plasticidad para la clasificación en laboratorio de suelos.

Fuente: Propia; 2016.

Con todos los resultados obtenidos se obtiene el valor de “qc” que es la capacidad de carga relativa del suelo, pero para darle mayor seguridad se obtiene el valor de “qadm” que es el valor que determina la capacidad de carga del suelo con la que se debe trabajar para tener un mayor rango de seguridad, esto se muestra en la siguiente tabla:

Capacidad de carga según Terzaghi			
Datos requeridos		Factores	
C (Ton/m ²) =	0.90	Nc =	10.64
DF (m) =	2.60	Nq =	3.74
B (m) =	1.00	NY =	1.01
Y (Ton/m ³) =	1.16		
Φ Grados =	14.450	Cálc. Basados resultados de Prueba Triaxial	
Φ Radian =	0.252		
Capacidad de carga obtenida			
qc =	21.44	Ton/m ²	
qadm = qc/3 =	7.15	Ton/m ²	Admisible

Imagen. 5.5.- Resultados finales de “qadm”.

Fuente: Propia; 2016.

Ya obtenida la capacidad de carga admisible, se compara el resultado de esta con la carga de preconsolidación y se utiliza el resultado más desfavorable para evitar que se llegarán a presentar deformaciones no permisibles, con esto se podrá comenzar con el predimensionamiento del muro de contención, teniendo conocimiento de que al suelo no se le puede cargar más de 7 Ton/m², que fue el resultado que arrojó el estudio de mecánica.

5.3. Drenaje de un muro.

En cualquier tipo de suelo, todo proceso de drenaje va periódicamente acompañado de la incorporación de agua proveniente de la lluvia o del deshielo, cuyo efecto sobre el contenido medio de humedad del suelo depende no solo de la cantidad de agua incorporada y de la evaporación, sino que también en gran parte de detalles de la estratificación del terreno.

5.3.1. Especificaciones de diseño del drenaje.

Un factor muy importante que se debe tomar en cuenta al calcular un muro de contención es la lluvia, ya que ésta se filtra a través de la tierra y es entonces cuando el muro pasa a sostener los efectos de empuje dados por la tierra y por el agua, los cuales en época de lluvias llegan a ser sumamente altos, de no tomar en cuenta este factor podría llegar a hacer que el muro falle.

“En zonas de alta y media precipitación, el muro de contención debe tener drenes a diferentes alturas para evitar la acumulación de agua, éstos se colocarán en función de la altura del muro y permeabilidad del suelo. A partir de 2.00 m de altura del muro de contención se recomienda colocar la primera línea de drenes a 0.50 m de la superficie del suelo, los sub-secuentes se ubicarán con separaciones de 1.00 m entre sí, hasta la altura final del muro. En zonas de baja precipitación y volumen, la separación longitudinal de los drenes puede ser de 3.00 m o a la mitad: En el caso de que la frecuencia y el volumen de la lluvia sean altos la separación entre drenes

será de 1.50 m, estos drenes deben tener un diámetro interior de 3 pulgadas y el material puede ser de concreto o de PVC”. (SAGARPA: 2016; 4).

En la parte posterior del muro de contención debe de colocarse un filtro de grava para evitar el taponamiento de los drenes con la tierra. En la corona o parte superior del muro se recomienda hacer una carpeta de mortero (cemento-agua-arena) de 3 cm de espesor, bien sea de forma rectangular con el fin de evitar el deterioro de la obra producido por el agua, el sol y la vegetación.

Para este muro de contención se le colocarán drenes que se ordenarán a tres bolillo para evitar que ocurra una falla, se utilizará tubería de PVC de 3” de diámetro, con una separación verticalmente de 1 metro y de 3 metros de separación horizontalmente, colocando un total de 22 tubos. Como se muestra a continuación:

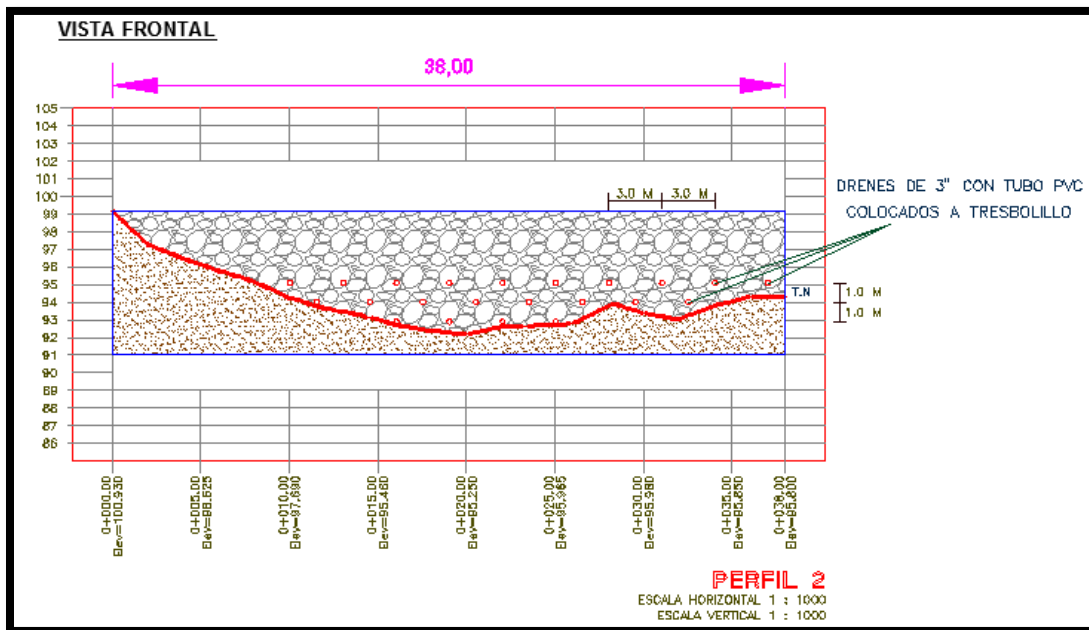


Imagen. 5.6.- Distribución de los drenes.

Fuente: Propia; 2016.

Así como también se utilizará una capa de 20 cm de espesor de material graduado de 1/2" junto con una malla ciclón que se colocará entre el muro y el material de relleno en todo su largo y ancho, esto con la finalidad de que funcione como un filtro y evite que el material de relleno obstruya el paso del flujo de agua a través de los tubos, en la imagen que se muestra a continuación se puede observar cómo será colocado este material.

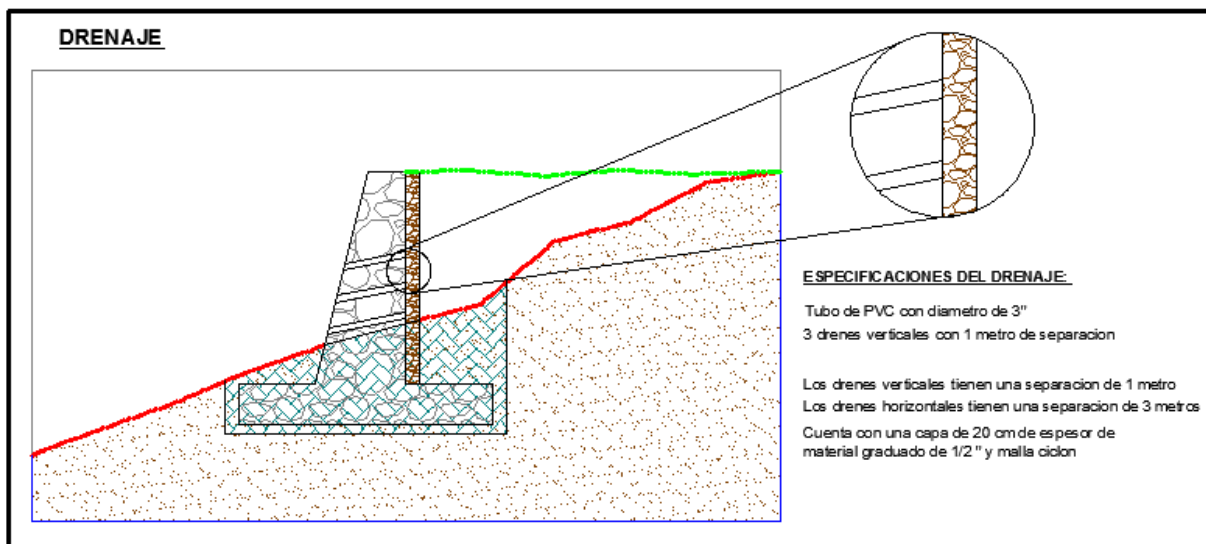


Imagen. 5.7.- Especificaciones del drenaje.

Fuente: Propia; 2016.

5.4. Cálculo del muro.

Con toda la información y propiedades que ya se tienen acerca del sitio donde se pretende construir el muro, ya es posible desarrollar el cálculo del mismo para obtener las mejores dimensiones y este cumpla con los factores de seguridad ya establecidos en las normas (volteo, deslizamiento y capacidad de carga), los cuales se analizan en función de la capacidad de carga del terreno.

Se obtendrán las reacciones en los puntos: 1, 2 y 3, señalados en la siguiente imagen:

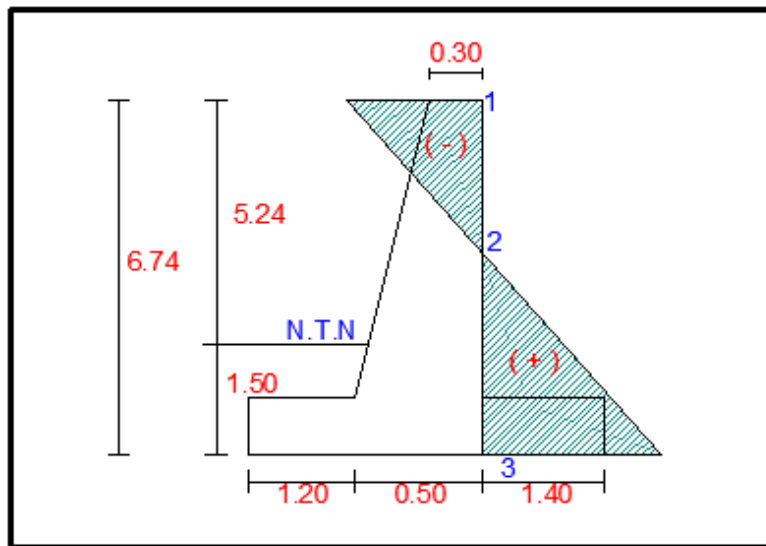


Imagen. 5.8.- Reacciones en los puntos 1, 2 y 3.

Fuente: Propia; 2016.

Datos para el cálculo del muro:

Altura del muro	6.74 m
Corona	0.30 cm
Profundidad de desplante	1.5 m
Peso específico del muro (γ_{muro})	2.2 Ton/m ³
Peso específico del materia de relleno (γ_{relleno})	1.16 Ton/m ³
Angulo de fricción interna (Φ)	14.45°
Cohesion ©	0.9 Ton/ m ²

Punto 3

El término $N\phi$ se calcula de la siguiente manera:

$$N\phi = tg^2(45 + \phi/2) = tg^2(45 + \frac{14.45}{2}) = 1.66$$

Ya obtenido el valor de $N\phi$ se sustituye en la siguiente ecuación:

$$r_a = \frac{r z}{N\phi} - \frac{2 c}{\sqrt{N\phi}} = \frac{1.16(6.74)}{1.66} - \frac{2(0.9)}{\sqrt{1.66}} = 3.31 \text{ T}/M^2$$

Ya obtenidos los valores del punto 3 se procedería a calcular el punto 2, el cual no se toma en cuenta debido a que los resultados de este punto son igual a cero, ya que el punto dos es donde se cruza la línea que divide al punto uno del punto tres.

Punto 2 = 0

Ya conocido el valor de $N\phi$ solo se sustituyen valores en la siguiente ecuación para obtener los resultados del punto 1.

Punto 1

$$\frac{2c}{\sqrt{N\phi}} = \frac{2(0.9)}{\sqrt{1.66}} = 1.39 \text{ T}/M^2$$

Posteriormente se calculará la profundidad a la que llegará el agrietamiento, esto se realiza utilizando la siguiente fórmula:

$$Z_o = \frac{2c\sqrt{N\phi}}{r} = \frac{2(0.9)(\sqrt{1.66})}{1.16} = 1.99 \text{ M}$$

5.4.1. Cálculo de empujes por el método de (Rankine).

Una vez obtenidos los datos anteriores, se pasará a calcular el Empuje Activo (E_A), el cual es debido a la presión que genera el material de relleno. El cálculo de este empuje se realizará utilizando el método de Rankine, debido a que de los resultados que arrojó el estudio de mecánica de suelos se determinó que el suelo sobre el cual se desplantará el muro de contención, es un suelo Cohesivo-Friccionante.

Se determinará el área donde actúan las presiones utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{Área (+) de presiones} = \frac{3.31(6.74 - 1.99)}{2} = 7.86 \text{ T} \cdot \text{m}$$

A continuación se desarrolla la fórmula para determinar el Empuje Activo (E_A):

$$E_A = \frac{1}{2N\phi} r H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H = \frac{1}{2(1.66)} (1.16)(6.74)^2 - \frac{2(0.9)}{\sqrt{1.66}} (6.74) =$$

$$E_A = 6.45 \text{ T} \cdot \text{M} \quad \therefore \quad \mathbf{E_A = 6.5 \text{ T} \cdot \text{M}}$$

Con la siguiente fórmula se determinará la altura a la que se encuentra ubicado el empuje,

$$\frac{6.74 - 1.99}{3} = 1.58 \text{ M}$$

Una vez obtenido el valor del Empuje Activo, se procede a calcular el Empuje Pasivo (E_P), dicho empuje es generado por el suelo en la parte donde queda enterrado el muro, esto en sentido opuesto al Empuje Activo.

$$E_P = \frac{1}{2} N\phi r H^2 + 2c \sqrt{N\phi} H$$

$$= \frac{1}{2} (1.66)(1.16)(1.5)^2 + 2(0.9)(\sqrt{1.66})(1.5)$$

$$E_p = 5.64 T \cdot M \quad \therefore \quad E_p = 5.65 T \cdot M$$

Posición del empuje:

$$\frac{1.5}{3} = 0.5 M$$

5.4.2. Cálculo del momento resistente.

El Momento Resistente es el que se encarga de contrarrestar el empuje provocado por el Empuje Actuante (empuje generado por el material de relleno). Para el cálculo de este momento se tomarán en cuenta las fuerzas que se encargan de mantener de pie al muro evitando cualquier tipo de falla, las cuales se consideran como: W1, W2, W3, W4 y E_p. Ésta representación se muestra a en la siguiente imagen:

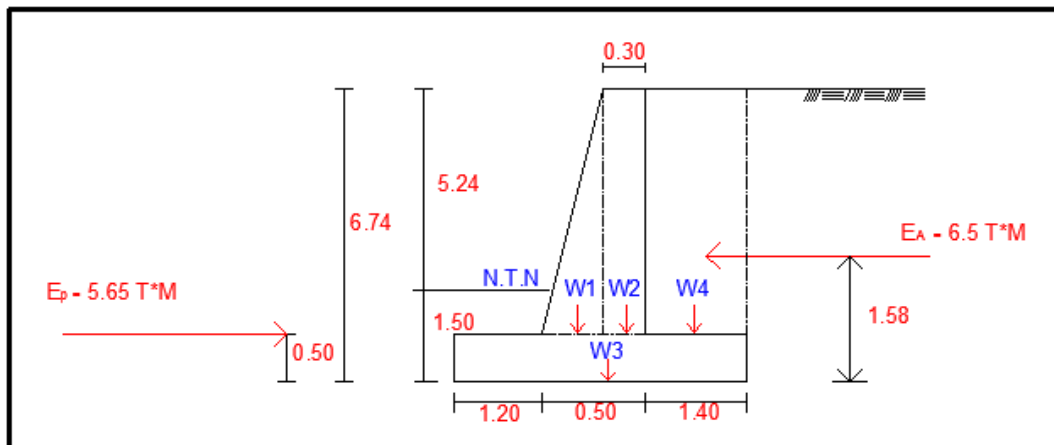


Imagen. 5.9.- Representación de las fuerzas W1, W2, W3, W4 y E_p.

Fuente: Propia; 2016.

Con esta información se realiza una tabla donde se sumarán las fuerzas ya mencionadas anteriormente multiplicándolas por el brazo de palanca, para obtener el momento resistente, como se muestra a continuación:

Parte	Peso (Ton)	Brazo de palanca	Momento
W1	$[(0.2 \times 6.24) / 2] (2.2)(1) = 1.37$	1.33	1.82
W2	$(0.3 \times 6.24) (2.2)(1) = 4.11$	1.45	5.95
W3	$(3.1 \times 0.5) (2.2)(1) = 3.41$	1.55	5.28
W4	$(1.4 \times 6.24) (1.16)(1) = 10.13$	2.4	24.32
	$W_T = \Sigma = 19.02 \text{ Ton}$		
Ep	5.64	0.5	2.82
			$\Sigma = 40.20$
			MR = 40.20 T·M

Imagen. 5.10.- Cálculo del momento resistente.

Fuente: Propia; 2016.

5.4.3. Revisión del Factor de Seguridad por Volteo.

Este factor de seguridad consiste en verificar que se cumpla la relación que requiere la fórmula para que se acepten las medidas y forma supuesta. Si no se llegara a cumplir con la relación descrita en la fórmula ($F.S > 1.5$), se tendría que cambiar las dimensiones, profundidad supuesta o definitivamente cambiar la forma o cimentación del muro para poder garantizar la estabilidad del mismo. La siguiente fórmula es la que se utilizó para la revisión:

$$\text{Factor de seguridad (F.S)} = \frac{\text{Momento Resistente (MR)}}{\text{Momento Actuante (MAct)}} = \frac{40.20}{10.27} = 3.91$$

$$\text{MAct} = \text{EA} * (\text{Posicion del EA}) = 6.5(1.58) = 10.27 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$\therefore \text{F.S} > 1.5 \quad ; \quad \text{F.S.} = 3.91 > 1.5 \quad \text{¡Se acepta!}$$

5.4.4. Revisión del Factor de Seguridad por Deslizamiento.

Este factor consiste en brindar la seguridad necesaria al muro de contención para que no sufra alguna falla por deslizamiento, si no se llegara a cumplir con la relación ya establecida (F.S. > 1.5), pero que el resultado del factor de seguridad (F.S) fuera un valor muy cercano a 1.5, se deben aumentar las dimensiones o proponer dentellón, el cual se coloca en la base del muro de manera que actúe como anclaje en el suelo. El procedimiento para la revisión de este factor se muestra a continuación:

$$\sigma = \frac{W_T}{A} = \frac{19.03}{3.1(1)} = 6.14 \text{ T/m}^2$$

El valor de “W_T“, es el peso total del muro que se divide entre “A“, que es el área de la base la cual solo se considera a 1 metro de longitud por el ancho propuesto que es de 3.1 metros. Posteriormente se desarrolla la siguiente fórmula:

$$\delta = 0.67 c + \sigma \operatorname{tg} \phi = 0.67 (0.9) + 6.14 \operatorname{tg} (14.45) = 2.185$$

La fórmula para obtener la fuerza de fricción es:

$$F = \delta \times b \times 1 = (1.63)(3.1)(1) = 6.77$$

Una vez conocidos los valores de la fuerza de fricción y de los empujes (E_P y E_A), se determinará el factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{F + E_P}{E_A} = \frac{6.77 + 5.64}{6.5} = 1.91$$

$$\therefore F.S > 1.5 \quad ; \quad F.S. = 1.91 > 1.5 \quad \text{¡Se acepta!}$$

5.4.5. Revisión por Capacidad de Carga.

Ya por último se hace revisión de la carga que se le está aplicando al suelo con el peso del muro por m^2 , comparándolo con la capacidad de carga del suelo que sería "qadm", el cual se determinó con el estudio de mecánica de suelos, se tiene que cumplir con la relación que se mostrará a continuación con las siguientes fórmulas para poder aceptar las dimensiones propuestas y asegurar el muro para que no llegue a provocar una falla, si no se cumpliera con ésta relación se tendrían que cambiar las dimensiones y volver a revisarlo.

$$M = M_R - M_{act}$$

$$M = 40.20 \text{ Ton} * m - 10.27 \text{ Ton} * m$$

$$M = 29.93 \text{ Ton} * m$$

Posteriormente se procede a calcular la excentricidad, así como también la verificación de la relación que se muestra en la siguiente fórmula:

$$e = \frac{m}{v} - \frac{B}{2} = \frac{29.93}{19.022} - \frac{3.1}{2} = 0.023 < \frac{B}{6} = \frac{3.1}{6} = 0.51$$

$$\therefore e = 0.023 < \frac{B}{6} = 0.51 \quad \text{¡Se acepta!}$$

Ya conocidos todos los valores necesarios para el desarrollo de la siguiente fórmula, se procede a sustituir cada valor para obtener las cargas que se le aplicarán al suelo y determinar si este podrá soportarlo sin que ocurra algún tipo de falla o desplazamiento. Dicho desarrollo se muestra a continuación:

$$r_m = \frac{V}{A} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{19,02}{3(1)} \left[1 - \frac{6(0.023)}{3.1} \right] = 5.86 \text{ t/m}^2$$

$$r_m = \frac{V}{A} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{19,02}{3(1)} \left[1 + \frac{6(0.023)}{3.1} \right] = 6.40 \text{ t/m}^2$$

Con estos resultados se representa la manera en que actuará la carga del muro sobre el terreno donde éste se desplantará:

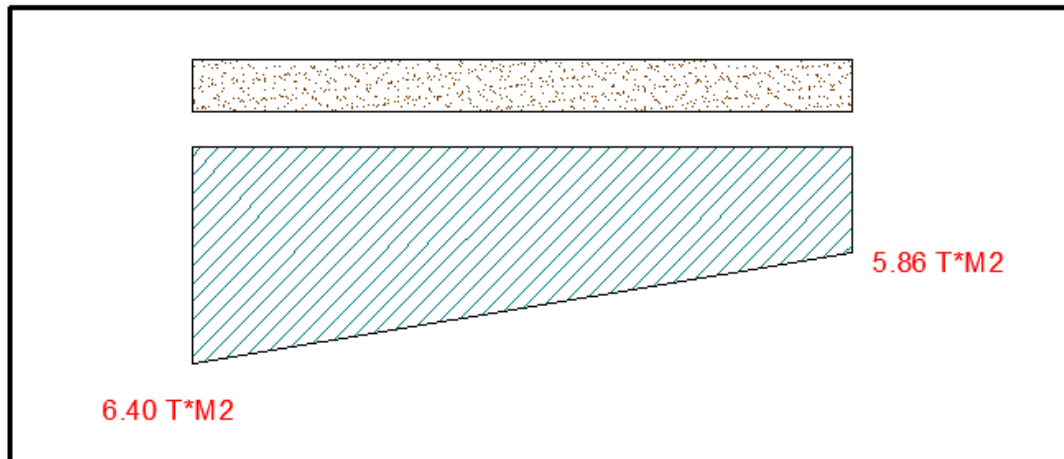


Imagen. 5.11.- Diagrama de esfuerzos.

Fuente: Propia; 2016.

Con los resultados obtenidos en este proceso se puede ver que las dimensiones propuestas se aceptan debido a que cumple con todos los factores de seguridad ya revisados, y que el suelo cuenta con la capacidad de carga “ q_{adm} ” suficiente para soportar los esfuerzos producidos por el muro de contención.

CONCLUSIONES

Para este proyecto, se planteó un objetivo general y así poder iniciar con el trabajo el cual fue: Diseñar un muro de contención de tierras por gravedad que retenga el talud de un terraplén, en una huerta que se encuentra localidad de Patuán que está situada en el municipio de Ziracuaretiro en el estado de Michoacán de Ocampo. Se determinó que, si se cumplió el objetivo propuesto ya que se trabajó sobre el cálculo del muro de contención de gravedad a base de mampostería de piedra brasa, el cual se pretende construir para evitar socavaciones en el lugar, debido a que el agua baja a gran velocidad, y así mismo aprovechar el relleno y construir una cabaña con áreas verdes sobre éste. También se determinaron las dimensiones del muro, las cuales son las medidas mínimas que se pueden utilizar para que el muro sea una estructura segura y su construcción tenga un costo menor. Esta investigación se realizó en la localidad de Patuán, la cual está situada en el municipio de Ziracuaretiro, en el estado de Michoacán de Ocampo.

Posteriormente se plantearon objetivos particulares, los cuales también se cumplieron apropiadamente y se mencionarán a continuación, dando una breve explicación del trabajo que se realizó:

Se hizo un Levantamiento Topográfico para determinar la superficie sobre la cual se comenzaría a trabajar, y así mismo ubicar el muro en el lugar apropiado, ya que posteriormente servirá como lindero entre la huerta donde se realiza el mencionado proyecto y una propiedad vecina, así como también se realizó un estudio de Mecánica de Suelos para conocer las características y propiedades del terreno donde se pretende construir el muro, se obtuvo como resultado una

capacidad de carga del suelo de 7 ton/m^2 , para posteriormente con los resultados obtenidos, de éstos estudios previos poder realizar una propuesta de diseño para el cálculo del muro, buscando las dimensiones ideales para que el muro sea una estructura segura.

Teniendo en cuenta que para éste proyecto, sólo se realizó el cálculo para un muro de contención de gravedad a base de mampostería de piedra brasa, ya que en el lugar donde se llevará a cabo la mencionada obra ya se cuenta con parte del material a utilizar, como es la piedra brasa, es debido a esto que se analizará sólo de mampostería de piedra, y como también se cuenta con el espacio suficiente, de esa manera se reducirá el costo y no será necesario analizar el muro a base de concreto armado.

Ya que se obtuvieron todos los datos necesarios y se determinó el tipo de muro que se analizará, se procedió a realizar un pre-dimensionamiento del muro, teniendo conocimiento que no se le puede cargar al suelo más de 7 Ton/m^2 que fue el resultado que arrojó el estudio de Mecánica de Suelos, que se realizó posteriormente al Levantamiento Topográfico, la realización de un estudio de este tipo es de suma importancia para cualquier tipo de construcción ya que con esto se determina la capacidad de carga que soporta ese tipo de suelo, permeabilidad, color, etc.

Se comenzó por la aplicación de las teorías para calcular los empujes de tierra que actúan sobre un muro y poder determinar de que tamaño serán estos, ya que en base a esto se determinan las dimensiones del muro, la profundidad a la que se desplantará, entre otros.

En base a lo anterior, se responde la pregunta de investigación con la que se inició el presente proyecto:

¿Cuáles serán las dimensiones que deberá tener el muro de contención para que cumpla con la seguridad necesaria, así como los materiales a utilizar para las condiciones con las que cuenta el lugar en el que se construirá el muro, tomando en cuenta las características del mismo?

Después de todos los pre-dimensionamientos realizados se le pudo dar respuesta a la pregunta de investigación, obteniendo las dimensiones necesarias para que el muro cumpla con todos los factores de seguridad que se requieren y éste no llegue a presentar algún tipo de falla, así como también se obtuvieron los materiales necesarios para la construcción del mismo, contemplando los precios y las distancias de acarreo de éstos, debido a que como se trata de una huerta, ésta se encuentra un poco retirada del banco de material más cercano y de alguna ferretería, que serían los lugares donde se consumiría el material necesario, se analizó esto de tal modo que no incrementara el costo de la construcción del muro.

Al iniciar este proyecto se presentaron dos problemas, uno fue la Topografía con la que cuenta el terreno, ya que para realizar el levantamiento Topográfico se tuvo la necesidad de utilizar un clisímetro, y no se pudo utilizar equipo más exacto como lo es una Estación Total, ya que ésta requiere de un tripie para su fijación en el terreno y debido a la pendiente del mismo, no se pudo fijar, también se corría mucho riesgo de que se pudiera caer el equipo y dañarse. Y el otro problema que se presentó, fue que el muro tenía que cumplir con una gran altura de 5.24 metros a partir del terreno natural, y como el suelo no cuenta con una capacidad de carga muy

alta, se tuvo que realizar la cimentación del mismo a una mayor profundidad, pero esto aumentaba la altura y por lo tanto el peso, para solucionar este problema, se optó por hacer una cimentación más ancha, de modo que se distribuyera más uniformemente el peso del muro, y el suelo fuera capaz de resistirlo para que cumpliera con los factores de seguridad necesarios como lo son: Factor de seguridad por Volteo, Factor de seguridad por Deslizamiento y por Capacidad de Carga.

Todos los datos referentes a la respuesta de la pregunta de investigación, se encuentran en los planos que se muestran en los anexos en los que se presentan todas las especificaciones del muro, así como el sistema de drenaje que tendrá para que se filtre el agua de forma correcta y no afecte el material de relleno, ya que podría saturarlo y hacer que aumentara su peso, lo cual pasaría a incrementar los empujes y por consecuente afectar el muro.

BIBLIOGRAFÍA

Barros Peña, José. (2005)

Muros de Contención.

Ediciones Ceac, Barcelona, España.

Berry Peter, L. y Reid, David. (1982)

Mecánica de Suelos.

Mc Graw Hill, México.

Crespo Villalaz, Carlos. (2004)

Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Ed. Limusa, México, D.F.

Donald W. Taylor. (1961)

Principios Fundamentales de Mecánica de Suelos.

Compañía Editorial Continental S.A. México.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols. (2010)

Metodología de la investigación.

Ed. Mc Graw Hill, México.

Juárez Badillo, Eulalio. (2004)

Mecánica de Suelos Tomo 2 Fundamentos de la Mecánica de Suelos.

Ed. Limusa, México, D.F.

Juárez Badillo, Eulalio. Y Rico Rodríguez, Alfonso. (1973)

Mecánica de Suelos Tomo II Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.

Ed. Limusa, México, D.F.

Juárez Badillo, Eulalio. (2005)

Mecánica de Suelos Tomo 1 Fundamentos de la Mecánica de Suelos.

Ed. Limusa, México, D.F.

Mendieta Alatorre, Ángeles. (2005)

Métodos de Investigación y Manual Académico.

Porrúa, México.

Sowers, George F. (1993)

Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Ed. Limusa. México, D.F.

Tamayo y Tamayo, Mario. (2000)

El Proceso de la Investigación Científica.

Ed. Limusa. México.

Terzaghi Karl, Von. y Peck Ralph B. (1976)

Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica.

Ed. El Ateneo, Barcelona, España.

Otras fuentes de información:

http://www.cat.com/es_MX.html

<http://www.emi.blogspot.mx/>

<https://es.wikipedia.org/wiki/Ziracuaretiro>

<http://www.fao.org/home/en>

<http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM16michoacan/municipios/16111a.html>

<http://www.inegi.org.mx/sistemas/temas/default.aspx?s=est&c=17484>

<http://www.mapsacatalogo.com/categorias-construccion.html>

<http://www.maquinariaw.com/home.php#>

<http://www.mitecnologico.com/ingcivil/Main/DisenoEstructuralDeZapatasQueSoportanMurosDeConcretoYDeMamposteria>

<http://www.sagarpa.gob.mx/desarrolloRural/Documents/fichasCOUSSA/Muros%20de%20contenci%C3%B3n.pdf>

ANEXOS

Sistema USCS de Clasificación de Suelos

IDENTIFICACION EN EL CAMPO				SIMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TIPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE GRANO GRUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR EL TAMIZ # 200	ARENAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA ES RETENIDA POR EL TAMIZ # 4	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS			GW	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS GW
		PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS			GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	
	ARENAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FRACCION FINA NO PLASTICA (PARA LA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML, MAS ABAJO)			GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO	LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O I_p MENOR QUE 4 FOR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES
		FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)			GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA	
SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	ARENAS LIMPIAS (CON POCOS FINOS O EN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS			SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 6 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS SW
		PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS			SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	
	ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FRACCION FINA NO PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)			SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS	LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A", CON I_p MENOR QUE 4 FOR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES
		FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)			SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS	
MÉTODOS DE IDENTIFICACION PARA LA FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 40							
SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISGREGACION)	DILATANCIA (REACCION A LA AGITACION)	TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DE LIMITE PLASTICO)			LINEA A: $I_p = 0.73(WL - 20)$
		NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA	ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD	
		MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	MEDIA	CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS	
	LIGERA A MEDIA	LENTA	LIGERA	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD		
	LIGERA A MEDIA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIMOS INORGANICOS, SUELOS LIMOSOS O ARENOSOS FINOS MICACEOS O CON DIAFUMOS, LIMOS ELASTICOS		
	ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS		
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, OLOR, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA				Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	

UTILÍZSE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO INDICADAS EN LA COLUMNA DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO

DETERMINAR LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA A PARTIR DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA SEGUN EL POSICIONAMIENTO DE FINOS (FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 200). LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE:

GW, GP, SW, SP
 GM, GC, SM, SC
 CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL EMPLEO DE SIMBOLOS DOBLES

MEJORES DEL 5%
 MAS DEL 12%
 5% AL 12%

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3
 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS GW
 LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O I_p MENOR QUE 4
 FOR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7;
 CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES
 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 6 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3
 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS SW
 LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A", CON I_p MENOR QUE 4
 FOR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7;
 CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES

