



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727 – 15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO REFORZADO UBICADO EN JUCUTACATO, MUNICIPIO DE URUAPAN, MICHOACÁN.

Tesis

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Francisco Caravez Valencia.

Asesor: I.C. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, 05 de marzo del 2019.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A mis padres.

Francisco Cáavez Zepeda y Adriana Valencia Mendoza, quienes son el principal cimiento para la construcción de mi vida profesional, esforzándose cada día para darme siempre lo mejor, por su apoyo incondicional para lograr mis sueños y metas propuestas, porque a pesar de las peleas y desacuerdos siempre están a mi lado para orientarme por el buen camino, a ustedes muchas gracias por todo el apoyo brindado y por ser mis padres.

A mi asesor y director.

Ing. Anastacio Blanco Simiano, porque siempre estuvo ahí para resolver cualquier duda que me surgiera, y quien a pesar de saber que pude ser muy insoportable siempre supo la manera de guiarme por el camino del estudio.

A mis maestros.

A todos mis maestros, en especial a la Ing. Sandra Natalia Parra Macías, de quien tuve la fortuna de ser su alumno desde la preparatoria hasta concluir mi carrera y quien todos los años me supo aguantar y siempre me apoyó en todo lo que llegué a necesitar.

Gracias.

Francisco Caravez Valencia.

ÍNDICE

Introducción.	1
Antecedentes.	1
Planteamiento del Problema.	2
Objetivos.	3
Objetivo general.	3
Objetivos específicos.	3
Pregunta de investigación.. . . .	4
Justificación.	4
Marco de referencia.	5
 Capítulo 1.- Mecánica de Suelo.	
1.1. Historia de la mecánica de suelos.	7
1.2. Principales tipos de suelos.	8
1.3. Algunas características físicas de los suelos.	10
1.4. Clasificación e identificación de suelos.	10
1.4.1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.	11
1.5. Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.	14

1.5.1. Teorías de falla en suelos.	15
1.5.2. Resistencia de los suelos al esfuerzo cortante.	17
1.5.3. Determinación del esfuerzo cortante.	18
1.5.3.1. Prueba de corte directo.	18
1.5.3.2. Prueba de compresión triaxial.	19
1.6. Estudio de mecánica de suelos.	20
1.6.1. Obtención de muestras de suelo.	21
1.6.2. Determinación del peso volumétrico seco máximo.	23
1.6.3. Determinación de la composición granulométrica.	24
1.6.3.1. Procedimiento del tamizado.	25
1.6.3.2. Granulometría por sedimentación.	27
1.6.4. Determinación del contenido de humedad.	28
1.6.5. Determinación de los límites de consistencia.	29
1.6.6. Determinación del límite de contracción.	29
1.6.7. Determinación de la contracción lineal.	32
1.6.8. Determinación de la densidad.	33
1.6.9. Determinación de la gravedad específica.	34
1.6.10. Calculo de peso específico relativo.	35

Capítulo 2.- Muros de Contención.

2.1. Definición de muro de contención.	37
2.2. Tipos de muro de contención.	38
2.2.1. Muros de gravedad.	38
2.2.2. Muros en ménsula.	39
2.2.3. Muros con contrafuerte.	40
2.2.4. Muros en forma de "T".	40
2.3. Partes de un muro de contención.	41
2.4. Empujes.	43
2.4.1. Efectos de los empujes.	44
2.5. Estudio de un muro.	46
2.5.1. Peso propio.	46
2.5.2. Seguridad al vuelco.	48
2.5.3. Seguridad al deslizamiento.	50
2.5.4. Flexión.	51
2.6. Sobrecargas.	52
2.7. Muros de concreto reforzado.	52
2.7.1. Tipos de muro de concreto reforzado.	52

2.8. Drenaje..	57
2.9. Estabilidad de taludes.	59
2.10. Teorías de empuje.	62
2.10.1. Teoría de Rankine.	62

Capítulo 3.- Resumen de macro y micro localización.

3.1. Generalidades..	65
3.1.1. Objetivo.	65
3.1.2. Alcance del proyecto.	66
3.2. Resumen ejecutivo.	66
3.3. Entorno geográfico.	67
3.3.1. Macro y micro localización.	67
3.3.2. Geología regional y de las zonas en estudio.	69
3.3.3. Hidrología regional y de la zona en estudio.	71
3.3.4. Uso de suelo regional y de la zona en estudio.	72
3.4. Informe fotográfico.	72
3.4.1. Problemática.	74
3.4.2. Estado físico actual..	75

3.5. Alternativas de solución. 75

3.6. Procesos de análisis. 76

Capítulo 4.- Metodología.

4.1. Método empleado. 77

4.1.1. Método matemático. 78

4.2. Enfoque de la investigación. 79

4.2.1. Alcance de la investigación. 80

4.3. Diseño de la investigación. 81

4.4. Instrumentos de recopilación de datos. 83

4.5. Descripción del proceso de investigación. 84

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

5.1. Estudio de mecánica de suelos. 86

5.2. Revisión de dimensionamiento del muro. 88

5.3. Cálculo de empujes según Rankine. 89

5.4. Cálculo de la estabilidad. 93

5.4.1. Seguridad contra volteo. 93

5.4.2. Seguridad contra deslizamiento.	95
5.4.3. Revisión por capacidad de carga.. . . .	97
5.5. Planos.	99
Conclusión.. . . .	100
Bibliografía, hemerografía y otras fuentes.	102
Anexos.	

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

En la tenencia de Jucutacato en Uruapan, Michoacán, se realizó un proyecto de una procesadora de frutas en el cual su superficie era un terreno irregular con una pendiente pronunciada, en la cual se decidió realizar un muro de contención para rellenar y compactar el terreno de dicha obra, al hacer referencia al nombre “procesadora de frutas” se refiere a la edificación en donde se lleva el proceso de realización del guacamole específicamente, así como su empaque y cargamento a vehículos de transporte de dicho producto, a su vez el término guacamole se refiere a una salsa fría elaborada con aguacate machacado, cebolla, jitomate, chile serrano y cilantro, dicho producto es muy común en México y en algunos países centroamericanos.

Para la realización de este muro de contención se llevó a cabo un estudio de mecánica de suelos del terreno a elaborar el muro, y a su vez se realizaron los planos correspondientes de dicho muro, así como su memoria de cálculo.

Para la investigación a realizarse se buscaron similitudes sobre este tema en la biblioteca de la Universidad Don Vasco, en la cual se obtuvo éxito ya que se encontraron tres tesis que tratan del análisis de muros de contención, las cuales incluyen temas muy similares a los que se van a tocar en la presente investigación.

La primera tesis que se encontró la realizó Patricia Montserrat Ávila Vigil en el año 2014, la cual lleva como título “diseño de un muro de contención de gravedad a base de mampostería ubicado en la Universidad Don Vasco” en la cual centra su

atención en las estructuras de retención de tierras, específicamente en los muros de contención por gravedad, y después de este análisis realizó una propuesta de un muro de contención en la Universidad Don Vasco específicamente en la colindancia con el seminario menor católico de Uruapan.

La segunda tesis que se encontró la llevó a cabo Erandine Celeste Anguiano Sánchez, que lleva como título “Diseño y revisión de un muro de contención de gravedad a base de mampostería ubicado en el municipio de Uruapan Michoacán” efectuada en el año 2015, la cual tiene como principal objetivo revisar una estructura sujeta a soportar los empujes horizontales de distintos materiales granulares, líquidos, y sólidos, contemplando las presiones que ejercen los suelos y otras cargas que van encima del mismo.

Y para finalizar con la consulta que se realizó en la biblioteca de la Universidad Don Vasco, se encontró una tesis que fue realizada en el año 2017, elaborada por Carlos Iván Castrejón Sánchez, la cual lleva el título de “diseño de muro de contención para retener un talud de un terraplén para las huertas los tres potrillos en la localidad de Patuán Michoacán” el cual tiene como principal objetivo el diseño de un muro de tierras por gravedad para la retención del talud de un terraplén en una huerta de Patuán Michoacán. Con toda esta información se tendrá base sólida del tema que se investigará.

Planteamiento del Problema.

El estudio de un muro de contención es imprescindible en la realización de el mismo, ya que dependiendo de cada obra que se desee efectuar es el tipo de muro

que se tiene que estudiar, en el caso de la problemática de Jucutacato, tenencia de Uruapan, Michoacán, el tipo de muro de contención es uno realizado con varilla y concreto reforzado el cual es imprescindible revisar porque este es el que da el nivel de terreno para el proyecto.

Un muro de contención es fácil de construir, pero complejo de calcular, la realización de un muro sin lugar a dudas es una labor que no a cualquiera se le puede asignar, hay que tener mucho cuidado en el cálculo del mismo, por esto y por lo antes mencionado resulta una necesidad la revisión de la obra ejecutada en este caso el muro de contención de concreto reforzado con acero estructural.

Objetivos.

Objetivo General.

Revisar el cálculo estructural del muro de contención de tierras de concreto reforzado, ubicado en la tenencia de Jucutacato situada en el municipio de Uruapan en el estado de Michoacán.

Objetivos específicos.

- 1) Definir que es un muro de contención así como sus características.
- 2) Definir que es la mecánica de suelos.
- 3) Sugerir algunas propuestas para mejorar la resistencia del muro y así elevar su confiabilidad.
- 4) Analizar el muro de contención y así dar criterio fundamentado del proyecto.

- 5) Revisar la seguridad del muro de contención contra el volteo, deslizamiento y revisar su capacidad de carga.

Pregunta de investigación.

El presente trabajo de investigación pretende dar respuesta a la pregunta:

¿El cálculo estructural que se realizó para el muro de contención ubicado en la tenencia de Jucutacato en Uruapan Michoacán, fue realizado correctamente y se pueden fiar de las respuestas arrojadas en dicho calculo? Por lo que se tiene que hacer una investigación documental acompañada por una de campo para dar solución al problema.

Justificación.

Se sabe que el municipio de Uruapan Michoacán se encuentra en una zona geográfica alrededor de varias masas montañosas, lo que hace que dentro del municipio existan muchas irregularidades en el terreno, esto provoca que al momento de una construcción se requieran llevar a cabo distintos emparejamientos del terreno.

El municipio de Uruapan Michoacán actualmente se encuentra en crecimiento de infra estructura, y debido a los desniveles que el municipio tiene, se deben realizar distintos tipos de muros de contención antes de ejecutar una obra, el problema está en que algunos ingenieros no le dan la importancia que necesita un muro de

contención al momento de elaborarlo y simplemente lo hacen por conocimientos empíricos.

A su vez cuando se ejecuta cualquier tipo de obra civil se requiere realizar un estudio de mecánica de suelos debido a que siempre se van a encontrar distintos tipos de suelo, también este estudio es el que da la pauta a qué tipo de proceso constructivo es el que se llevara a cabo en la obra y que tipos de materiales son los más convenientes para poder economizar la obra sin afectar la resistencia de la misma.

La revisión del muro de contención que se llevará a cabo en la presente investigación, permitirá identificar si dicho muro es de las dimensiones adecuadas para soportar las distintas cargas aplicadas a este, así como si podrá soportar los distintos factores de seguridad mencionados anteriormente.

Marco de referencia.

El muro de contención que será objeto de los estudios de esta tesis, se encuentra ubicado del lado sureste de la ciudad de Uruapan, Michoacán, en la tenencia de Jucutacato, dentro de las instalaciones de la empacadora Agroexport Internacional S.A. de C.V, con una elevación de 1593 msnm (metros sobre el nivel del mar), en las coordenadas $19^{\circ}22'52''$ de latitud norte y $102^{\circ}04'34''$ de longitud oeste con respecto al meridiano cero. Con domicilio de esta ciudad de Avenida Lázaro Cárdenas 69, Tenencia de Jicalán, Uruapan, Michoacán.

El municipio de Uruapan es el segundo más importante del estado de Michoacán y a su vez el más poblado, posee un clima templado y exuberante producción de aguacate anualmente, razón por la cual es conocida por la capital mundial del aguacate, Uruapan colinda al norte con, Paracho, Charapan y Nahuatzen, en el lado este con Tingambato, Taretan y Ziracuaretiro al sur con Zamora, y del lado oeste con, Peribán y Los Reyes.

De acuerdo con el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), el número de habitantes del municipio de Uruapan Michoacán es de 334, 749 habitantes en el año 2015, como Uruapan comprende una superficie territorial de 954.17 km², entonces resulta una densidad de población de 350 habitantes por km².

El municipio de Uruapan cuenta con el aeropuerto internacional de Uruapan, que se encuentra situado dentro de la mancha urbana, esta terminal cuenta con vuelos directos la ciudad de Tijuana y los Ángeles entre otros, a su vez dentro de la infra estructura vial de este municipio, cuenta con 4 carreteras y una autopista para el desplazamiento a los distintos municipios colindantes de Uruapan, el municipio cuenta con conexión a la vía férrea de ciudad de México – Acámbaro – Morelia – Uruapan.

CAPÍTULO 1

MECÁNICA DE SUELOS

Por lo general las personas que no se desarrollan en el ámbito de la ingeniería no tienen la idea o el conocimiento de lo que es la mecánica de suelos, y es que la mecánica de suelos se necesita para cualquier tipo de obra que se quiera ejecutar, ya que toda estructura llámese puente, carretera, presa, nave industrial o hasta una simple casa habitación, es construida sobre tierra firme y esta debe de llevar una buena característica para evitarnos daños futuros y pérdidas, por tal razón, en el presente capítulo habrá de darse a conocer de lo que trata la tan conocida mecánica de suelos.

1.1.- Historia de la mecánica de suelos.

Partiendo de lo dicho por Taylor (1961), en las grandes civilizaciones de los primeros pobladores, existen un sin número de estructuras famosas y no famosas, que debieron haber presentado fallas tan graves y comunes debido a la mecánica del suelo tal y como se ve hoy en día en una estructura civil. Las grandes obras prehispánicas como las pirámides egipcias, el gran zócalo romano, la muralla china, las pirámides mayas y templos de los mismos, debieron de presentarse cierto grado de complejidad al momento de la construcción, esto hace referencia a que es muy probable que la mecánica de suelos halla estado presente desde la época prehispánica hasta la actualidad.

La mecánica de suelos entonces es una asignatura de la ingeniería civil, la cual se encarga de estudiar las fuerzas y cargas que son aplicadas en la superficie

del terreno y el comportamiento de las mismas para así poder determinar el material aplicado y el tipo de suelo utilizado para un relleno, todo esto convirtiendo a la mecánica de suelos en un importante paso preliminar al momento de ejecutar una obra o proyecto para conocer las propiedades de un predio o terreno y como utilizar este terreno de modo más satisfactorio y económico, en función de la obra proyectada.

1.2.- Principales tipos de suelos.

Supone Villalaz (2004), que los suelos se pueden dividir en dos amplios grupos de acuerdo con el origen de sus elementos: suelos que su origen procede de la descomposición de física o química de las rocas ósea los suelos inorgánicos, y aquellos suelos que su origen es principalmente orgánico.

En los suelos inorgánicos, si el producto de la descomposición de la roca por métodos físicos o químicos permanece en el mismo lugar que se efectuó se dice que se trata de un suelo residual, y en caso contrario se habla de un suelo transportado cuando el producto de dicha descomposición es movido por los distintos agentes transportadores ya sea la gravedad, el agua pluvial, el viento, etc.

Por el lado de los suelos orgánicos, refiere Villalaz (2004), que estos se producen siempre en sitio. Es muy común que la cantidad de materia orgánica, llámese en forma de humos o de materia no descompuesta o en estado de descomposición, sea tan alta con relación a un suelo inorgánico que pueden eliminarse las propiedades que se pudieran derivar de la porción del mineral.

Villalaz (2004), describe los tipos de suelos más comunes los cuales se enlistan a continuación con sus nombres más comúnmente utilizados por ingenieros civiles para su identificación:

- **Gravas:** son aquellas acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas que deben tener más de dos milímetros de diámetro. Estas cuando son acarreadas por lo general sufren desgastes en sus aristas y, por lo tanto, normalmente son de forma redondas.
- **Arenas:** estas partículas son las que se producen por efecto de la denudación de las rocas o procedentes también de la trituración natural o artificial de las mismas. Por lo general se puede hablar de una arena cuando las partículas oscilan entre los 2 mm y los 0.05 mm de diámetro.
- **Limos:** según Villalaz (2004), son suelos de granos finos que llegan a tener muy poca o nula plasticidad, dentro de los cuales se pueden encontrar: limos inorgánicos, como por ejemplo el producido en canteras, y limos orgánicos los cuales suelen encontrarse en los ríos y que estos comprenden características plásticas. Los diámetros de las partículas de los limos rondan entre los 0.05 mm y los 0.005 mm.
- **Arcillas:** por último, se encuentran las arcillas las cuales son las partículas sólidas que llevan un diámetro menor de 0.005 mm, estas tienen su principal característica de que, al ser mezcladas con agua, adquieren propiedades plásticas.

1.3.- Algunas características físicas de los suelos.

Bajo los principios de Villalaz (2004), para realizar un estudio de suelos confiable es fundamental conocer algunas de las principales características físicas de los suelos. Pues teniendo estas características en consideración se podrá predecir a futuro el comportamiento de un terreno, bajo las cargas aplicadas en este, presentes en diferentes tipos de humedades. Algunas características físicas se mencionan a continuación:

- **Peso volumétrico:** éste es el peso volumétrico aparente de él, esto quiere decir que es el peso del mismo previamente cuarteado y secado en un horno.
- **Densidad:** se dice que es la masa de un cuerpo contenida en la unidad de volumen y sin incluir vacíos.
- **Absorción:** refiere a la determinación de la absorción del material en 24 horas.
- **Granulometría:** esta es la determinación en porcentajes de los diversos tamaños de las partículas que se encuentran en un suelo.
- **Estructura:** definida como la distribución y partes que componen a un suelo.

1.4.- Clasificación e identificación de suelos.

Retomando lo dicho por Juárez (2005), debido a la infinita variedad de suelos existentes en la naturaleza cualquier intento de sistematización científica deberá ir acompañado por otro de clasificación completa. En definitiva, la mecánica de suelos desarrollo dichos sistemas de clasificación. Debido al escaso conocimiento que se tenía sobre los suelos y partiendo de criterios meramente descriptivos, nacieron varios sistemas de clasificación, dentro de los cuales se destacaron rápidamente los

basados en características granulométricas, como son la Clasificación Internacional, Clasificación M.I.T. (Massachusetts Institute of Technology) entre otros.

Evidentemente un sistema de clasificación que desee abarcar hoy en día todas las necesidades demandadas, debe basarse en las propiedades mecánicas de los suelos ya que éstas son de suma importancia en las aplicaciones de las ingenierías. Una de las principales funciones de una clasificación de suelos es proporcionarle al técnico la máxima información normativa para que con esta la persona pueda identificar en qué dirección va a profundizar su investigación. Cabe mencionar de acuerdo con Juárez (2005), que unos de los sistemas más completos y que satisfagan los distintos campos de aplicación de la mecánica de suelos son los presentados por el doctor A. Casagrande en la universidad de Harvard.

1.4.1.- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

A continuación, se anexa una tabla general del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos mejor conocido por sus siglas como SUCS. Y a su vez se encuentra la tabla de identificación de suelos en el campo, en la cual se explica detalladamente cómo lograr una identificación confiable de los suelos a estudiar.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Excluyendo las partículas mayores de 76 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)		SIMBOLOS DEL GRUPO (#)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO		
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (Ø) (Más de la mitad de la fracción gruesa es referida en la malla N° 4) (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	GRAVAS	GRAVAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos		
	GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Predomina de un tamaño a un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos			
	ARENAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo			
	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla			
	ARENAS	ARENAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenos con grava, con poco o nada de finos		
	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Predomina de un tamaño a un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenos con grava, con poco o nada de finos			
	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 (Los partículas de 0.074 mm de diámetro (malla N° 200) son aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista)	LIMOS Y ARCILLAS Limite liquido menor de 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al rompimiento)	DILATANCIA (Reacción al agitado)	TENACIDAD (Consistencia cerca del limite plástico)	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos
	LIMOS Y ARCILLAS Limite liquido mayor de 50	Ligera a media	Rápida a lenta	Nula	Media	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
	Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
	Ligera a media	Lento a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos		
Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas			
Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad			
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa	P_t	Turba y otros suelos altamente orgánicos				

(#) Clasificaciones de frontera - Los suelos que posean las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cementante arcilloso.
 (Ø) Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los U.S. Standard

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla No. 40 (aproximadamente 0.5 mm).

Para fines de clasificación en el campo si no se usa la malla simplemente se quitan a mano las partículas gruesas que interfieren con las pruebas.

DILATANCIA
(Reacción al agitado)

Después de quitar las partículas mayores que la malla No. 40, prepárese una pastilla de suelo húmedo aproximadamente igual a 10 cm³; si es necesario añádase suficiente agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso.

Coláquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una consistencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición del agua durante el agitado y de su desaparición durante el apretado sirve para identificar el carácter de las finas en un suelo.

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Las limas inorgánicas, tales como el típica polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO
(Características al rompimiento)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, móldese una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla añadiendo agua si es necesario. Déjese secar la pastilla completamente en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee solamente muy ligera resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma ligera resistencia, pero pueden distinguirse por el tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

TENACIDAD
(Consistencia cerca del límite plástico)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, móldese un espécimen de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita algo de pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente el espécimen se rala a mano sobre una superficie lisa e entre las palmas hasta hacer un rollito de 3 mm. de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollito se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse continuando el amasado ligeramente entre los dedos hasta que la masa se desmorona nuevamente.

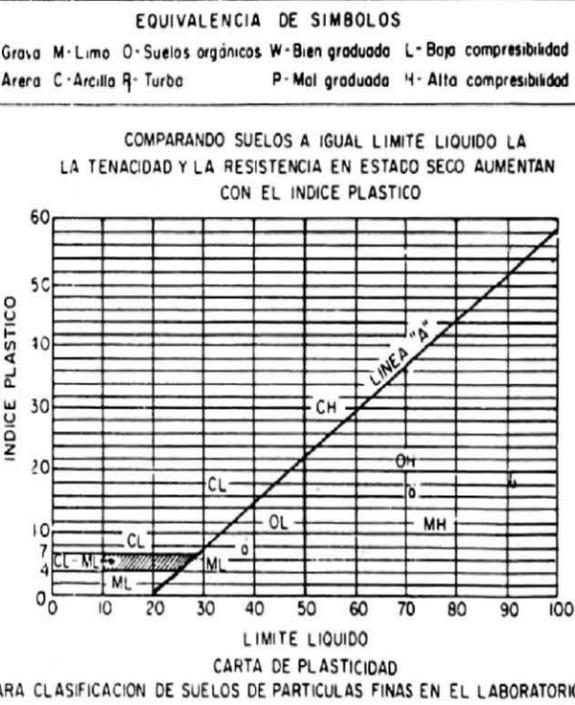
La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo coaltin y arcillas orgánicas que caen abajo de la "línea A". Las arcillas altamente orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto en el límite plástico.

Use la curva granulométrica para identificar las fracciones en la columna de identificación en el campo

Determine los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N° 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue:
 Menos de 5% GW, GP, SW, SP
 Más de 12% GM, GC, SM, SC
 5% a 12% Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles

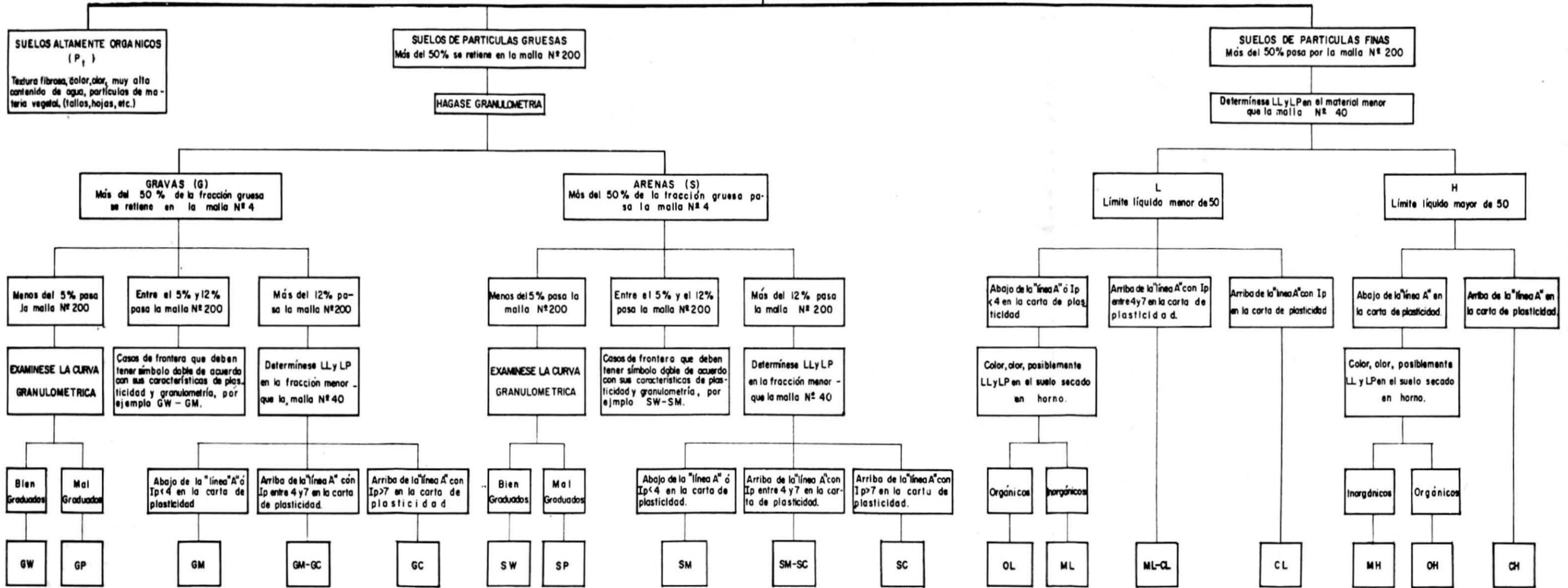
EJEMPLO
Arena limosa con grava, como un 20 % de grava de partículas duras, angulosas y de 15 cm de tamaño máximo, arena gruesa a fina de partículas redondeadas o subangulosas; - alrededor de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco, compacta y - húmeda en el lugar, arena aluvial. (SM)

EJEMPLO
Limo arcilloso, café, ligeramente plástico, porcentaje reducido de arena fina, numerosos agujeros verticales de raíces, firme y seco en el lugar, loess. (ML)



**PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS
EN EL LABORATORIO
S.U.C.S.**

HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRUESAS O DE PARTICULAS FINAS; EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA N°200



NOTA.- Los tamaños de las mallas son de la U.S. Estándar

1.5.- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

Retomando lo dicho por Juárez (2005), el primer proyecto que trata de explicar formalmente la mecánica de suelos fue realizado por el conocido físico e ingeniero francés C. A. Coulomb (1776), el cual su primera idea de la resistencia al corte se la atribuyó a la fricción entre las partículas del suelo. El físico e ingeniero admitió que los suelos fallan al esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento en primer lugar, y que este mismo fenómeno llamado fricción a su vez rige la resistencia al esfuerzo cortante de ciertos tipos de suelos.

“La resistencia al Esfuerzo Cortante, en general es un factor importante para determinar, la capacidad máxima de carga de suelos, la estabilidad de terraplenes y la presión contra muros de retención. Varía con el tipo de suelo, profundidad y perturbaciones estructurales, también debido a la saturación capilar, contenido de humedad y filtración. Se determina en pruebas de laboratorio y campo”. (Huanca; 1990: 90)

Bajo los principios de Juárez (2005), la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue la única practicada durante muchos años para determinar la resistencia de los suelos, hoy en día aún existe interés práctico de esta prueba debido a su simplicidad, pero ya ha sido sustituida en su mayoría por la prueba triaxial. En la actualidad las pruebas triaxiales se pueden dividir en dos grandes grupos que son las de compresión y las de extensión, las de compresión son aquellas en las que la dimensión axial original se disminuye y por lo contrario las

pruebas triaxiales de extensión son aquellas en donde la dimensión axial original de un espécimen se aumenta durante la prueba.

Según Taylor (1961), los factores fundamentales que afectan la resistencia al corte de un suelo son los que se mencionan a continuación:

- Ángulo de fricción
- Presión intergranular
- Esfuerzo principal intermedio
- Cohesión
- Resistencia estructural
- Velocidad de corte
- Fenómeno coloidal
- Grado de acción progresiva

1.5.1.- Teorías de falla en suelos.

Continuando por lo dicho por Juárez (2005), en la mecánica de suelos tradicional se estudia las condiciones del esfuerzo límite las cuales son las responsables de la falla de los suelos por fractura o por flujo plástico a través de la teoría de Mohr-Coulomb, la cual expresa que la resistencia de un material puede medirse con el esfuerzo cortante máximo de un material, que tiene relación con el esfuerzo normal actuante en el plano el cual a su vez provoca la falla.

Pero para poder entender lo que es una teoría de falla es imprescindible definir lo que es falla, que en términos generales no tiene una definición, pero para el caso en el que será utilizado se puede tomar como el principio del comportamiento

inelástico de un material o el momento de ruptura de este. Los criterios de falla o teorías de la misma se pueden clasificar en dos grandes grupos los cuales fueron presentados en el pasado:

- I. Que utiliza criterios dinámicos: éste se basa a la condición de falla de esfuerzos actuantes.
- II. Que utiliza criterios cinemáticos: refiere que la falla es producida por las deformaciones producidas.

En la actualidad menciona Juárez (2005), que las teorías de falla más utilizadas llevan criterios dinámicos y a su vez las del criterio cinemática no son ya tan comúnmente utilizadas, algunas de las teorías de falla más utilizadas en la actualidad y que son de criterios dinámicos son las que se mencionan a continuación:

- Teoría de la deformación unitaria máxima planteada por Saint-Venant, la cual menciona que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica ya sea en tensión o a compresión del material al cual se le aplicaran los esfuerzos.
- Teoría del máximo esfuerzo normal planteada por Rankine, refiere que la ruptura o el flujo plástico de un material está determinado por el esfuerzo principal mayor y no depende de ningún otro esfuerzo principal. Los experimentos de Bridgman hacen ver esta teoría como inadecuada porque cuando tres esfuerzos principales son iguales este no presenta falla y puede soportar grandes presiones.
- Teorías de máximo esfuerzo cortante, esta menciona, como su nombre lo dice, que la falla es producida por el esfuerzo cortante máximo, en las

cuales existen muchas teorías que son actualmente las más utilizadas porque experimentalmente han arrojado mejores resultados según Juárez (2005).

1.5.2.- Resistencia de los suelos al esfuerzo cortante.

Partiendo de lo dicho por Villalaz (2004), bajo la acción de las cargas los suelos se comportan como materiales elásticos, pero en algunos casos no muy comunes los suelos pueden presentar deformaciones mayores a las comunes, en este caso se tiene que recurrir a los cálculos que involucren la plasticidad del suelo.

Según Villalaz (2004), en la primera figura anexa (figura 1.1) se puede observar que existe un disgregamiento de las partículas. A su vez en la segunda figura anexa (figura 1.2) se observa que la masa se desliza a lo largo de las líneas de ruptura provocadas, pero en el caso de la tercera figura (figura 1.3), se observa que si la masa del suelo es plástica se tiende a producir la conocida fluencia plástica. Estos tipos de movimientos ejercidos dentro de la masa de suelo son contrarrestados por la conocida resistencia al corte del suelo.

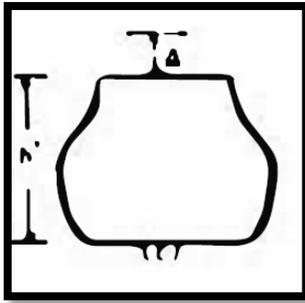
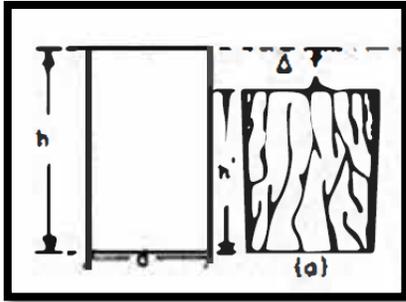


Figura 1.1 Disgregamiento
Fuente: Villalaz; 2004:161

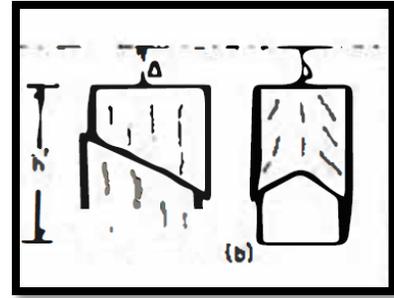


Figura 1.2 Deslizamiento
Fuente: Villalaz; 2004:161

Figura 1.3 Plástica
Fuente: Villalaz; 2004:161

1.5.3.- Determinación del esfuerzo cortante.

Afirma Villalaz (2004), que los componentes del esfuerzo de corte (la cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna), se pueden calcular por distintos métodos, pero los que más destacan son: 1) por medio del aparato de corte directo inventado por Arthur Casagrande, mejor conocido como el método de Casagrande, y 2) por la conocida prueba de compresión triaxial.

1.5.3.1.- Prueba de corte directo.

Menciona Juárez (2005), que esta prueba es realizada en un aparato, el cual está constituido por un marco móvil y otro fijo en los cuales se encuentra la muestra, en los extremos superior e inferior se encuentran una piedra porosa en cada una para permitir el drenaje libre a las muestras saturadas y al probar muestras secas

estas piedras se pueden sustituir fácilmente por placas de confinamiento. En el lado móvil del aparato se encuentra un aditamento en el cual se le puede aplicar una fuerza rasante que lleva a la falla al espécimen, que por la forma de dicho aparato es fácil de reconocer y definir. En la cara superior del complejo se pueden añadir cargas que efectúan una presión normal al plano de falla la cual se puede graduar a voluntad. Una vez obtenida la deformación se mide con un extensómetro en forma vertical como horizontal.

1.5.3.2.- Prueba de compresión triaxial.

En conformidad a lo dicho por Villalaz (2004), la prueba de compresión triaxial, mejor resumida en la actualidad como prueba triaxial, se realiza envolviendo un cilindro, realizado con la muestra del suelo, en una membrana impermeable, cuyas bases quedarán en contacto de dos cabezas sólidas constituidas por piedras porosas que servirán de filtro, estos filtros estarán conectados a unos tubos delgados provistos de válvulas por los cuales transitará el agua de entrada o salida del espécimen. los tubos mencionados estarán conectados a una bureta graduada para poder determinar el volumen de absorción o de expulsión del suelo. La unión entre las cabezas y la membrana impermeable se atará con una banda de hule elástica para así poder garantizar el sellado hermético del espécimen, todo este conjunto quedará encerrado en una cámara la cual estará a su vez conectada a un tanque de agua a presión. La tapa superior de la cámara lleva por el centro un vástago delgado el cual pasa por un depósito de grasa a presión para así evitar fugas de agua a lo largo de la pared del vástago y reducir la fricción de esta hacia la tapa.

Según Villalaz (2004), la prueba de compresión triaxial una vez preparado todo el material se puede ejecutar de diferentes maneras:

- Rápida o sin drenaje: para esta ejecución se aplica una presión de agua transmitida hidrostáticamente al espécimen, la cual actúa sobre la membrana y las cabezas. Las válvulas de drenaje se cierran antes de que se aplique esta presión y permanecen cerradas durante la aplicación de la carga axial desde el exterior de la cámara, aplicando al delgado vástago una carga creciente hasta alcanzar la falla de la muestra (generalmente se muestra en el plano inclinado) y con un micrómetro se muestran las deformaciones longitudinales.
- Rápida-consolidada: en este tipo de prueba o ejecución, por lo contrario de la prueba anterior, se abren las válvulas del drenaje durante la aplicación de la presión de agua a la cámara, permitiendo la consolidación total de la probeta (cilindro) bajo la presión aplicada exteriormente. Las deformaciones longitudinales que se pueden observar en el micrómetro, así como el volumen de agua expulsado en la bureta graduada a lo largo de la prueba, son datos fundamentales para trazar la curva de consolidación correspondiente, e identificar el tiempo en el que se logra la consolidación total primaria del espécimen.

1.6.- Estudio de mecánica de suelos.

Partiendo de lo dicho por Villalaz (2004), la mecánica de suelos se puede definir como la parte de la mecánica que estudia la acción de fuerzas sobre la masa de los suelos. En la actualidad, cualquier ingeniero que sienta la responsabilidad técnica y moral de su profesión, termina efectuando un estudio de mecánica de suelos cuándo diseña estructuras de gran magnitud o hasta micro estructuras, debido a que esto conlleva a dos características que se conjugan: economía y seguridad.

1.6.1.- Obtención de muestras de suelo.

Villalaz (2004), menciona que, para obtener las propiedades físicas y químicas de un suelo, es indispensable contar con una muestra de dicho suelo a analizar. A su vez las muestras se pueden clasificar en dos tipos como son las alteradas y las inalteradas. Cuando una muestra no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno natural se dice que tenemos un amuestra alterada, y en el caso de lo contrario se conoce a una muestra inalterada cuando esta conserva todas las condiciones con las que se encontraba originalmente en el suelo.

Para retirar muestras alteradas existen distintos procedimientos según sea las condiciones del terreno o las necesidades de cada individuo. En el caso en el que se quiera retirar muestras alteradas en un terreno a cielo abierto se efectúan los siguientes sencillos pasos.

- 1) Se excava la parte seca de la muestra a cielo abierto para llegar a la capa más fresca en la pared del terreno.
- 2) Se procede al retiro de la muestra de cada capa (figura 1.4) y se coloca en un recipiente con una tarjeta de identificación a cada una (figura 1.5).

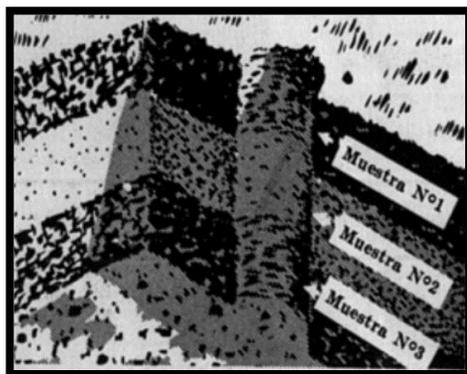


Figura 1.4 Muestras individuales.

Fuente: Villalaz; 2004: 29.



Figura 1.5 Tarjeta de identificación.

Fuente: Villalaz; 2004: 31.

3) Para finalizar, las muestras se mandan al laboratorio con sus tarjetas colocadas.

Si por otra parte se desea obtener muestras irregulares de zanjas o cortes abiertos, menciona Villalaz (2004), que se procede a seguir los siguientes pasos:

- 1) Primeramente, se retira la capa superficial de despálme.
- 2) Después, se retira el material seco del terreno para obtener una superficie fresca donde obtendremos la muestra.
- 3) A continuación, se monta una lona impermeable a pie del talud para ahí acumular la muestra (figura 1.6).
- 4) Se escava un canal de forma vertical que valla de la parte superior hasta la inferior, así el material se irá depositando en la lona colocada anteriormente.
- 5) Y para finalizar la muestra obtenida se deposita en una bolsa con una etiqueta de identificación.



Figura 1.6 Zanjas a cielo abierto.

Fuente: Villalaz; 2004: 30.

Según Villalaz (2004), si se requiere obtener muestras inalteradas, el caso más simple es cortar una determinada sección del suelo, que normalmente es un

cubo de 30 cm de lado, cubriéndola con una capa de parafina para conservar su humedad y todas sus propiedades, para después empacar la muestra debidamente para enviarla a laboratorio. Para obtener una muestra inalterada de alguna pared de un sondeo a cielo abierto se debe seguir los pasos siguientes:

- 1) Se alisa cuidadosamente la cara superficial de la muestra y se forma bien el contorno.
- 2) Se procede a excavar a los alrededores y por el fondo para definir bien la muestra de 30 cm de lado (figura 1.7), este proceso se facilita con un cuchillo de hoja delgada.
- 3) Una vez bien definida la muestra se procede a retirarla del hoyo con mucho cuidado y se marca la parte superior para no perderla
- 4) Y para finalizar se envuelve con parafina como se mencionó anteriormente para su traslado al laboratorio.

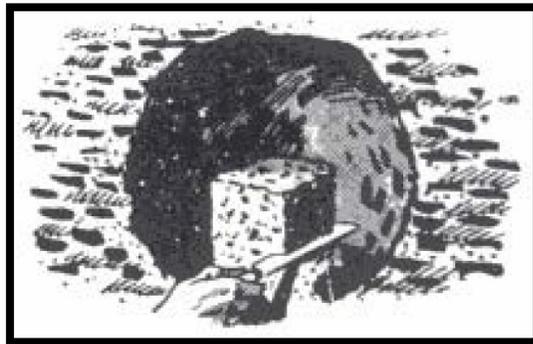


Figura 1.7 Muestra inalterada.

Fuente: Villalaz; 2004: 34.

1.6.2.- Determinación del peso volumétrico seco máximo.

De acuerdo con Villalaz (2004), se puede denominar como peso volumétrico de un suelo (γ) al peso del mismo contenido en una unidad de volumen y por lo

general es representado en kg/m^3 . A su vez se le puede denominar como peso volumétrico seco y suelto (PVSS) al peso volumétrico aparente del suelo, previamente horneado a peso constante y cuarteado.

“Para determinar el peso volumétrico seco y suelto de un suelo se coloca el material -que ha sido cuarteado y secado- dentro de un recipiente de volumen conocido, llenándolo y enrasándolo, sin apretarlo, con una regla. Inmediatamente se pesa, y restando el peso del recipiente se obtiene el peso del material, que dividido entre el volumen del recipiente proporcionará el dato de peso volumétrico seco y suelto ($\gamma_{s.s.}$) del suelo”. (Villalaz; 2004: 41)

El principal uso que se le da a este dato según Villalaz (2004), es en la conversión de pesos de material a volúmenes y viceversa.

1.6.3.- Determinación de la composición granulométrica.

Como ya se mencionó en subtemas anteriores, la granulometría se refiere a la determinación en porcentajes de los diversos tamaños de las partículas que se encuentran en un suelo, según Villalaz (2004). Para lograr esta granulometría existen distintos procesos de los cuales el más demandado es el del tamizado para clasificar por tamaños las partículas gruesas, pero conforme va aumentando la finura de la muestra el proceso del tamizado se convierte en obsoleto, teniendo que ejercer por lo tanto los procesos de sedimentación. Una vez obtenida la composición granulométrica del material, se procede a representar gráficamente estos datos para la obtención de la llamada curva granulométrica.

1.6.3.1.- Procedimiento del tamizado.

Villalaz (2004), explica el procedimiento del tamizado en 11 sencillos pasos:

- 1) Se extrae una muestra representativa de aproximadamente 20 kilos, la cual se deja secando en el sol o dentro de un horno durante 12 horas.
- 2) Se le sacan unos 2 kilos a la muestra por medio de cuarteos.
- 3) Se deja pasar esta nueva muestra de 2 kilos por las mallas de 2", 1 ½", 1", ¾", 3/8" y la del número 4, y posteriormente se pesa cada uno de los materiales retenidos en las mallas.
- 4) Al material que pasó la malla número 4 se le toma una porción que por lo general es de 200 gramos para después esta colocarla en un vaso con agua y dejarla remojando durante 12 horas.
- 5) Con la ayuda de un agitador metálico se bate el contenido de la muestra remojada durante un minuto y posteriormente se vacía en la malla No. 200. Este material se regresa al vaso ya lavado y se agita nuevamente para volver a ponerla en la malla No. 200, este proceso se repite las veces que sean necesarias hasta que el agua no se enturbie al ser agitada.
- 6) Una vez obtenidos los resultados satisfactorios anteriormente, menciona Villalaz (2004), que debe ponerse a secar la muestra en un horno a temperatura constante.
- 7) Se vuelve a pesar y por diferencia de los primeros 200 g se obtiene el porcentaje de lo que paso la malla No. 200.

- 8) El material que paso la malla No.4 y se retuvo en la No. 200 se vacía para dejarlo pasar por las mallas Nos. 10, 20, 40, 60,100 y 200, y obtener los pesos retenidos en cada una de ellas.
- 9) Ya conocidos los pesos parciales que se retuvieron entre la malla de 2" hasta la No. 200, se procede a obtener los porcentajes retenidos parciales en cada malla, los porcentajes acumulativos retenidos y porcentajes pasando.
- 10) Después, se traza la curva de la composición granulométrica del material en una gráfica que, por el lado de las abscisas se encuentran las aberturas de las mallas a escala longitudinal, y por el lado de las ordenadas se encuentran los porcentajes del material, a escala aritmética, que pasa por dichas mallas.
- 11) Para finalizar, la curva que resulto se compara contra las que se tenga como especificaciones, y se obtienen con ella algunas relaciones entre ciertos porcentajes pasando los cuales dan idea del tipo de graduación del material. A su vez la forma de la curva granulométrica, que es dibujada a escala semilogaritmica, da idea de la granulometría del suelo. Según Villalaz (2004), si un suelo está conformado por muchas partículas del mismo tamaño este quedará representado por una línea vertical, y por el contrario cuando se encuentre una curva granulométrica bien tendida indicará que existe una gran variedad de tamaños en el suelo.

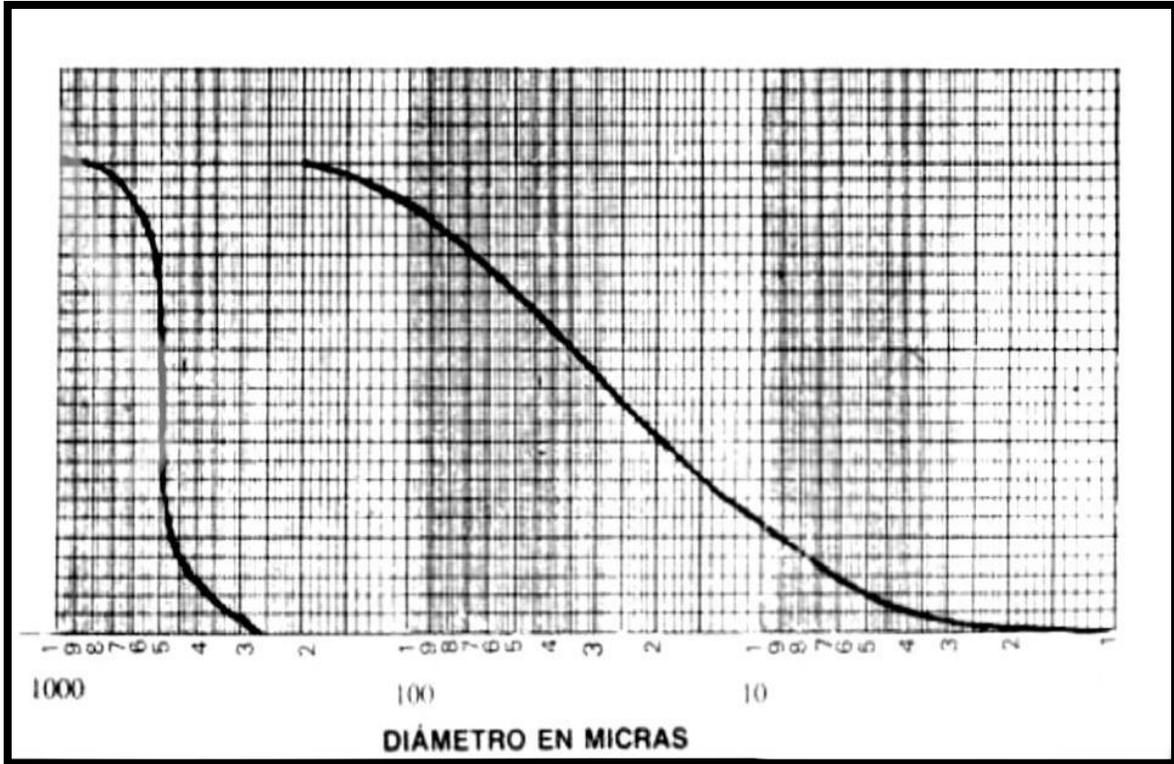


Figura 1.8 Diámetro en micras.

Fuente: Villalaz; 2004: 48.

1.6.3.2.- Granulometría por sedimentación.

De acuerdo con Villalaz (2004), el método de sedimentación para la determinación de la composición granulométrica tiene como objetivo contar con datos aproximados, la composición de las partículas del suelo menores de 0.2 mm. Por el método de las mallas se puede llegar a tamaños de partículas de aproximadamente 0.074 mm, por lo tanto, se puede obtener una granulometría ininterrumpida.

Para la determinación de partículas con tamaños menores a 0.074 se siguen procedimientos que están basados en la ley de Stokes, la cual da la velocidad de

sedimentos de partículas sólidas esféricas en líquido. Entonces la velocidad de los sedimentos está dada por la fórmula:

$$v = \frac{2 \cdot g \cdot r^2 (D_a - D_w)}{9 \cdot \rho} = \frac{H}{t}$$

En la que se encuentran:

v = Velocidad de caída de las partículas en cm/seg.

g = Aceleración de la gravedad en cm/seg².

r = Radio de la esfera en cm.

D_a = Densidad absoluta del material en g/cm³.

D_w = Densidad absoluta del agua en g/cm³.

ρ = Viscosidad absoluta del agua en g/cm·seg.

H = Altura de caída de la esfera en cm.

t = Tiempo transcurrido, en seg.

1.6.4.- Determinación del contenido de humedad.

“La humedad es la relación del peso del agua al peso de los sólidos en una determinada masa de suelo, expresada, generalmente, en porcentaje. El contenido de humedad se determina pesando una muestra representativa del suelo en su estado húmedo, secando luego dicha muestra a peso constante en un horno a una temperatura de 100 a 110°C y pesándola después. La diferencia entre el peso de la muestra antes y después de secada al horno representa el peso del agua que

contenía la muestra. Este peso del agua expresado como porcentaje del peso seco de la muestra proporciona el contenido de humedad". (Villalaz; 2004: 65)

$$w = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

1.6.5.- Determinación de los límites de consistencia.

Partiendo de lo dicho por Juárez (2005), el método original de Atterberg para determinar el límite de contracción de un tipo de suelo, consistía en realizar mediciones continuas a la longitud y peso de un prisma, hasta que pasadas las mediciones no existiera ninguna disminución de la longitud.

Terzaghi, al darse cuenta que en la mayoría de los suelos no se presentaba prácticamente disminución del volumen durante el secado debajo del límite de contracción, sugirió un método más sencillo para determinar este límite, que básicamente consiste en realizar mediciones de peso y volumen de una muestra completamente seca de suelo, en este momento se puede decir que el límite de contracción será la humedad de dicha muestra seca si estuvieran llenos de agua sus vacíos.

1.6.6.- Determinación del límite de contracción.

De acuerdo con Villalaz (2004), el límite de contracción (L.C.) se puede definir como el porcentaje de humedad en base al peso seco de una muestra, con este una reducción de agua no tiende a disminuir el volumen del suelo. El índice de contracción (I.C.) se le conoce a la diferencia que existe entre el límite plástico y el

límite de contracción, el cual hace referencia al rango de humedad en el cual el suelo adquiere una consistencia semisólida.

Para determinar el límite de contracción es indispensable contar con el siguiente material:

- Vaso de cristal con fondo plano de 1.27 cm de alto y diámetro interior 4.4 cm.
- Aproximadamente 300 cm³ de mercurio.
- Regla metálica con bordes lisos.
- Placa de vidrio con tres agujas
- Probeta de cristal graduada con 25cc de capacidad graduados a cada 0.2cc.
- Vaso de cristal con borde liso.
- Cápsula de porcelana.
- Espátula.
- Bascula con sensibilidad de 0.01 g.
- Placa lisa de vidrio.

Para obtener el límite de contracción se deben seguir los siguientes pasos según Villalaz (2004):

- 1) Determinar el volumen del vasito de porcelana, vertiendo el mercurio líquido hasta llenarlo y nivelándolo la superficie con la placa lisa del cristal. Una vez lleno el vasito el mercurio se coloca en la probeta graduada para obtener con exactitud su volumen.
- 2) Se toman unos 30g del material que pasa la malla #4 y se le añade agua hasta que la mezcla se vuelva pastosa y su consistencia sea

tentativamente la misma que la que se encuentra en el suelo cuando su contenido de humedad es igual al límite líquido.

- 3) En las paredes del vasito de porcelana se debe colocar una capa muy delgada de vaselina o de aceite para que el material no se adhiera a estas paredes.
- 4) Se procede a la colocación de la capa pastosa en el vasito de porcelana y tres capas igualitarias y se golpea en una base lisa para obtener una distribución uniforme del material.
- 5) Ya que se encuentra lleno el vasito de porcelana con la masa pastosa, se retira el material sobrante con ayuda de la regla metálica, el volumen del vasito de porcelana (V_h), será igual al de este material húmedo.
- 6) Después de pesa está el vasito de porcelana que lleva la masa pastosa, y antes de colocarla en el horno se deja secar un poco al aire libre.
- 7) A continuación, se procede a colocar el vasito con la muestra al horno a una temperatura de 100-110°C, hasta que esta se seque completamente.
- 8) Una vez que esté completamente seca la muestra se retira del horno y se deja a temperatura ambiente, registrando este peso (P_s).
- 9) Después el volumen (V_s) de la muestra seca se obtendrá de la siguiente manera: llene el vasito de cristal con el mercurio líquido y llegue a nivel su superficie con la placa de vidrio que contiene las agujas. Después introducir el panecillo seco con mucho cuidado tratando de evitar las burbujas de aire que puedan producirse en el vaso lleno de mercurio, y con las agujas de la placa de vidrio empujándolo. Al colocar el panecillo de

suelo, este desalojará una cantidad de mercurio que será igual a su volumen (V_s).

10) Por último, se calcula el límite de contracción con la fórmula:

$$L.C. = \frac{P_h - P_s(V_h - V_s)D_w}{P_s} \times 100 = w - \frac{(V_h - V_s)D_w}{P_s} \times 100$$

El límite de contracción (L.C.) sirve demasiado para evaluar comportamientos de cortes y terraplenes, principalmente cuando surjan grietas G.C. (grado de contracción) iguales que el volumen inicial restándole el final y todo esto entre el volumen inicial y multiplicado por 100. Cuando el G.C. sea menor al 5% se dice que estamos frente a un buen suelo, si este porcentaje oscila entre los 5% y 10% se dice que es un suelo regular, si ronda entre los 10% y 15% nos encontramos con un suelo pobre, pero si el porcentaje es mayor a 15 se dice que estamos con un suelo muy pobre.

1.6.7.- Determinación de la contracción lineal.

“La contracción lineal (C.L) se define como el porciento de contracción con respecto a la dimensión original que sufre una barra de suelo de 2 cm X 2 cm X 10 cm al secarse en un horno a 100 - 110°C desde una humedad equivalente a la humedad del límite líquido hasta el límite de contracción”. (Villalaz; 2004: 83)

Esta prueba se lleva acabo de la siguiente manera según Villalaz (2004):

- 1) Se utiliza la misma pasta usada que se utilizó en la determinación del límite líquido por el método directo de los 25 golpes, con esta se llena un molde de 2 x 2 x 10 cm haciendo dicho llenado en tres capas y golpeando el molde en

cada capa para expulsar el aire atrapado. Una vez lleno el molde se enraza y se deja al aire libre por una cantidad considerable de tiempo para que se seque un poco y una vez seco un poco se mete al horno para proceder a secado a peso constante.

- 2) Una vez seco el material, se retira la barra y se mide la longitud que obtuvo (L_2)
- 3) La longitud original (L_1) de la barra el suelo húmedo menos la longitud que se contrajo durante el horneado y multiplicado por 100, da el porcentaje de contracción o la contracción lineal del suelo.

$$C.L. = \frac{L_1 - L_2}{L_1} \times 100$$

1.6.8.- Determinación de la densidad.

Partiendo de lo dicho por Villalaz (2004), existen tres principales tipos de densidades las cuales se definen y presentan a continuación:

- Densidad absoluta: esta es la masa de un cuerpo contenida en una unidad de volumen sin incluir vacíos.

$$Da = \frac{Ps}{Vs}$$

- Densidad aparente: refiere a la masa de un cuerpo en una unidad de volumen ya incluyendo sus vacíos.

$$Da = \frac{Ps}{Vt}$$

- Densidad relativa: esta se refiere a la relación que existe entre la densidad absoluta o aparente promedio de las partículas del suelo, con la densidad absoluta del agua destilada a 4°C, que equivale a 1 g/cm³.

$$Dr = \frac{Da}{Dw}; \text{ o bien } Dr = \frac{D'a}{Dw}$$

1.6.9.- Determinación de la gravedad específica.

Retomando lo dicho por Taylor (1961), la gravedad específica se refiere al comportamiento cualitativo de los suelos, por esto, dicha gravedad tiene poca importancia, sin embargo, en la mayoría de los estudios de mecánica de suelos es considerado ya que este se requiere para la determinación de algunas cualidades de los suelos como son el grado de saturación y la relación de vacíos.

Según Taylor (1961), el método más eficiente y confiable para determinar la gravedad específica es el método de volumen constante o el picnómetro. Lo único que se necesita para llevar a cabo este procedimiento son 200 gramos del peso seco de la muestra a evaluar, un volumen constante o picnómetro de 500 cc y agua destilada.

Para esta prueba son necesarias tres distintas formas de pesar la muestra, de las cuales la más importante y la más difícil es la determinación del peso del picnómetro con tierra y agua, se debe llenar con agua justamente hasta la marca del volumen constante y con una temperatura conocida. Se tiene que extraer con sumo cuidado el aire dentro de la muestra, este puede retirarse por medio de ebullición ligera. Para obtener una lectura promedio confiable es importante mantener

constante la temperatura en todo su volumen. Y para mantener una temperatura constante en toda la muestra, para favorecer a la expulsión del aire, es necesario estarla agitando de manera constante durante todo el proceso de ebullición.

Los otros pesos que se requieren en esta prueba son: el peso seco de la muestra y el peso del frasco o picnómetro lleno con pura agua destilada exactamente hasta la marca requerida y a la misma temperatura que en la medición que se realizó al principio. Por lo tanto, las mediciones necesarias para la prueba son:

- Peso del frasco o picnómetro con tierra y agua = W_1
- Peso del frasco o picnómetro con pura agua = W_2
- Peso seco de la muestra = W_3

1.6.10.- Cálculo de peso específico relativo.

Partiendo de lo dicho por Juárez (2005), el peso específico relativo se tiene que calcular en el laboratorio, apoyándonos con el uso de un matraz con una marca de enrase. El matraz debe de llenarse con agua hasta la marca, primero sirviendo el agua y después el agua con la muestra de suelo, el aire que se puede quedar atrapado en el agua con muestra se debe desalojar por medio de ebullición o con una bomba de vacío. Para efectuar el cálculo del peso específico relativo se tiene que efectuar la siguiente fórmula:

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

En la cual:

S_s = Peso específico de la muestra

W_s = Peso seco de la muestra

W_1 = Peso del matraz + suelo + agua

W_2 = Peso del matraz con pura agua

Con todo lo presentado en este capítulo se puede concluir que la mecánica de suelos es un estudio complejo, el cual es sumamente necesario al momento de construir cualquier obra o para el caso de este proyecto, es necesaria la mecánica de suelos al momento de hacer el cálculo del muro de contención.

CAPÍTULO 2

MUROS DE CONTENCION

En el presente capítulo se pretende dar a conocer, tanto qué es un muro de contención como a su vez saber identificar los tipos que hay y los materiales que se requieren para elaborar dichos muros. Por otra parte, cabe destacar que se mencionarán algunos de los tipos de empujes que existen y algunas teorías.

2.1.- Definición de muro de contención.

“Los muros de contención, son una estructura sólida, que tienen como finalidad resistir las presiones laterales producidas por el material retenido”. (Villalaz; 2004: 507)

De acuerdo con Villalaz (2004), para ejecutar un proyecto de muro de contención el procedimiento a seguir se resume en dos sencillos pasos:

- Asignar dimensiones tentativas al muro de contención.
- Analizar la estabilidad de dicho muro frente a las fuerzas efectuentes.

Si al momento en que se está realizando el análisis éste arroja que la estructura no es satisfactoria, entonces se deberá alterar sus dimensiones y efectuar nuevos tanteos hasta lograr que la estructura analizada sea capaz de soportar las cargas a las que se tiene sometida.

Para realizar el análisis mencionado anteriormente se requiere determinar las magnitudes que actuarán en la parte superior de la base de la cimentación, las

cuales pueden ser el empuje de tierras, peso propio del muro, pero de la tierra y sobrecargas, y después de esto se investiga su estabilidad de acuerdo a:

- Volteo
- Deslizamiento
- Presiones sobre el terreno
- Resistencia como estructura

2.2.- Tipos de muro de contención.

Los muros de contención según Villalaz (2004), se pueden dividir en 4 principales tipos: muros de gravedad, muros en ménsula, muros con contrafuerte y muros en forma de “T”, los cuales se mencionan a continuación.

2.2.1.- Muros de gravedad.

Son aquellos muros capaces de resistir los empujes ejercidos mediante su propio peso, estos resultan ser económicos para alturas menores de 4.5 metros. En su sección transversal, estos muros pueden ser formados de distintas formas, pero los más comunes son los que se representan en la figura 2.1. con respecto a sus materiales por los que está constituido, estos pueden ser de mampostería, de ladrillo convencional o de concreto ciclópeo. El peso propio del muro es el que le da estabilidad al mismo y por esto es que se requieren grandes dimensiones con respecto a sus empujes. Y por último la dimensión de la base de este tipo de muros se encuentra aproximadamente entre los 0.43 metros de altura.

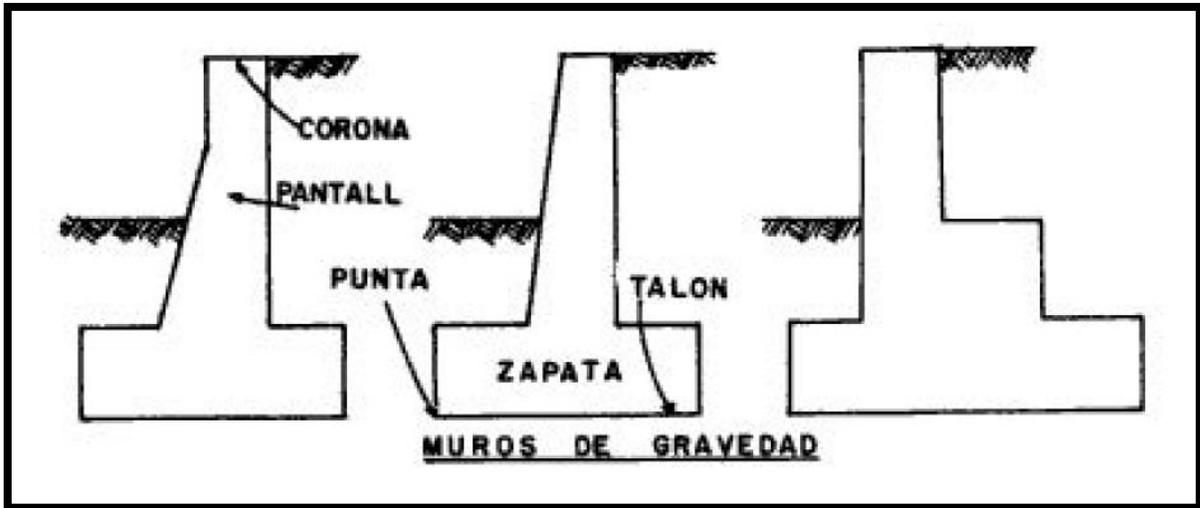


Figura 2.1 Muros de gravedad.

Fuente: Villalaz; 2004: 508.

2.2.2.- Muros en ménsula.

Retomando lo dicho por Villalaz (2004), los muros de ménsula se refieren a aquellos que trabajan como viga en un voladizo, y que se encuentran empotrados en una zapata inferior. Este tipo de muros resultan económicos para alturas de hasta 6.5 metros. La forma de este tipo de muros también puede ser variada pero dentro de los más comunes son los que se observan en la figura 2.2. el material de este tipo de muros es comúnmente el concreto reforzado con la forma más común que se denomina "T".

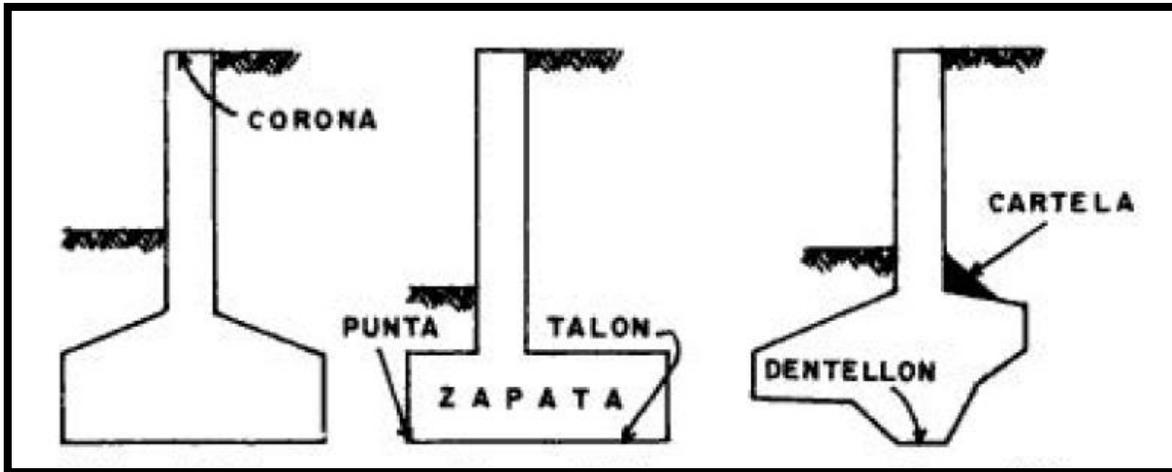


Figura 2.2 Muros en ménsula.

Fuente: Villalaz; 2004: 508.

2.2.3.- Muros con contrafuerte.

Partiendo de lo dicho por Villalaz (2004), los muros con contrafuerte son aquellos muros que resisten los empujes gracias a que trabajan como losas continuas apoyadas en los contrafuertes, esto quiere decir que el esfuerzo principal en el muro se encuentra horizontalmente. Generalmente son muros de concreto, los cuales resultan económicos para alturas de hasta 6.5 metros.

2.2.4.- Muros en forma de “T”.

“La estabilidad de este tipo de muro se logra por la anchura de su zapata, y viene aumentada por la acción del prisma de tierra que carga sobre la parte posterior de la zapata que ayuda a impedir el vuelco”. (Villalaz; 2004: 509)

Refiere Villalaz (2004), que la resistencia en este tipo de muros se encuentra encomendada a la plantilla vertical como la que se muestra en la figura 2.3, dicha

plantilla se calculará como una ménsula empotrada en la base con una carga que sea igual al empuje de tierras y a las sobrecargas que se pudieran presentar.

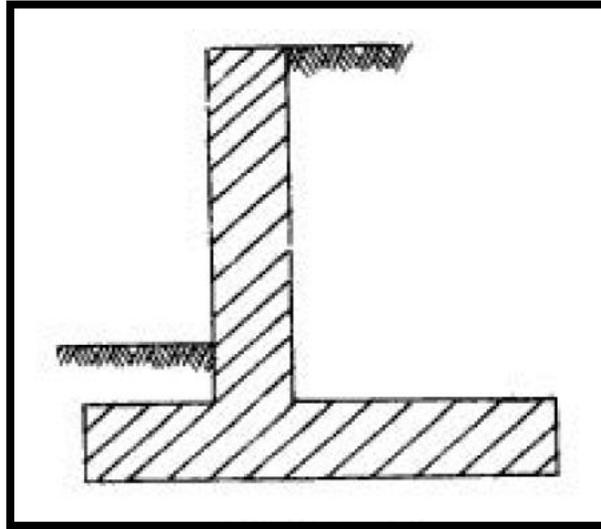


Figura 2.3. Muros en forma de "T".

Fuente: Villalaz; 2004: 509.

2.3.- Partes de un muro de contención.

Bajo los principios de Barros (1974), en la figura 2.4, se pueden observar distintas definiciones que no en todos los muros existen, como por ejemplo el tacón, la puntera y el talon. Estos dependen mucho de si el muro de contención es de gravedad o no, esto significa que depende de si el muro de contención es de concreto en masa o de mampostería o si es uno de concreto reforzado. Pero no se descarta la posibilidad de que el calculista pueda diseñar un muro de concreto reforzado sin la presencia de alguna de estas características. En la figura 2.4 se puede observar un muro de concreto reforzado, y a su vez en la figura 2.5 se observa un muro de concreto en masa o de mampostería.

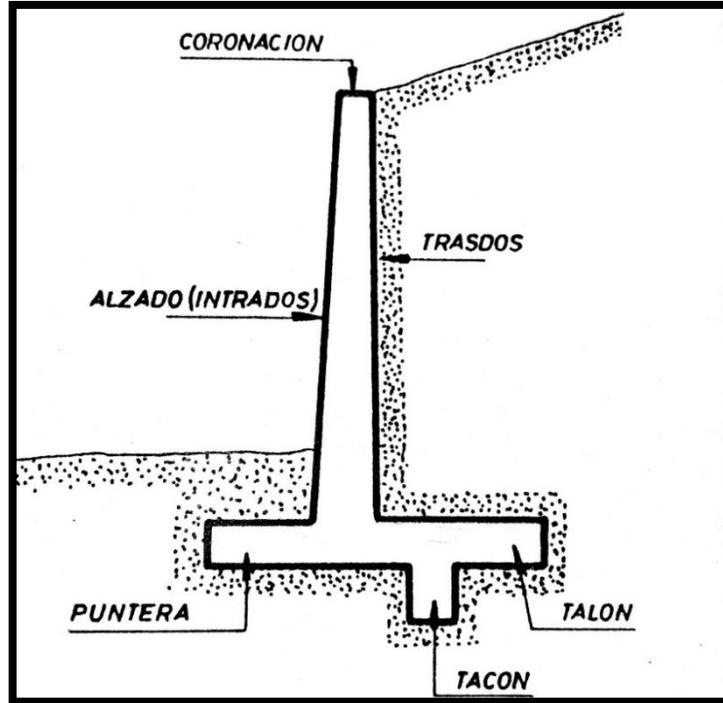


Figura 2.4. Partes de un muro de contención de concreto reforzado.

Fuente: Barros; 1974: 12.

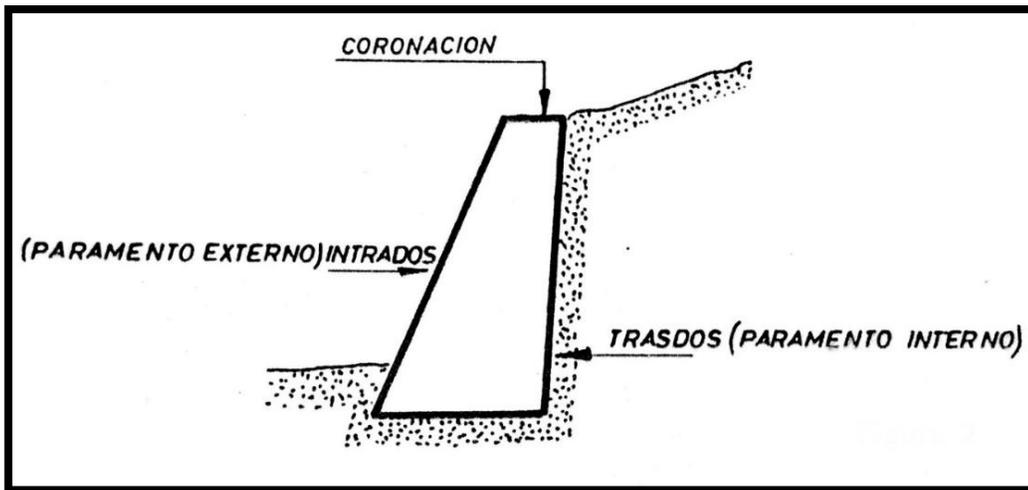


Figura 2.5. Partes de un muro de contención en masa.

Fuente: Barros; 1974: 13.

2.4.- Empujes.

De acuerdo con Barros (1974), se le denomina empuje a la acción que las tierras pueden ejercer en un muro, a su vez los empujes se pueden clasificar en dos grandes tipos, los cuales se hacen mención a continuación:

- Empuje activo.

El empuje activo es el que ejerce la tierra que se encuentra sostenida en el muro, y para la cual fue construido este, dicho empuje se expresa mejor en la figura 2.6.

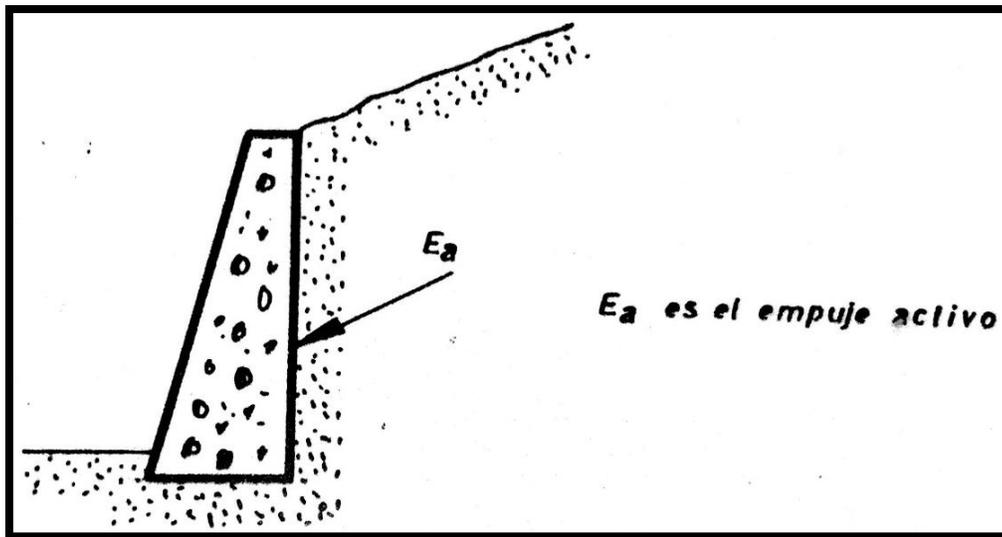


Figura 2.6. Empuje activo.

Fuente: Barros; 1974: 13.

- Empuje pasivo.

Este empuje contrarresta la acción del empuje activo y es el que es producido por un terreno ante la acción producida por la estructura del muro. En la figura 2.7 se explica mejor el empuje pasivo.

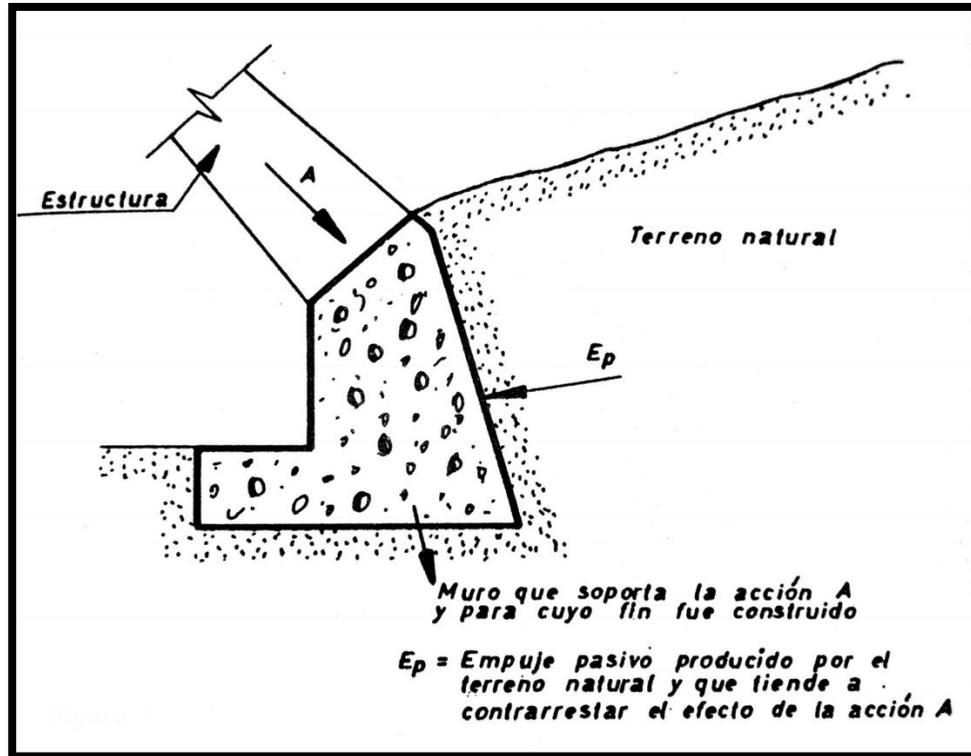


Figura 2.7. Empuje pasivo.

Fuente: Barros; 1974: 14.

Barros (1974), refiere que debido a que el empuje pasivo empieza a actuar desde que el muro sufre un pequeño corrimiento, resulta indispensable tomar en cuenta y observar este fenómeno cuando en los cálculos se halla contado con dicho empuje para con esto lograr mantener la estabilidad de la estructura que se proyecte.

2.4.1.- Efectos de los empujes.

Afirma Barros (1974) que, si un muro de contención no está correctamente diseñado, los empujes serán los encargados de llevar a este a la ruina. Los efectos producidos por los empujes pasivos pueden ser tres: el momento de vuelo que

produce el empuje activo, el terreno a contener y el deslizamiento que produce el empuje activo (figura 2.8).

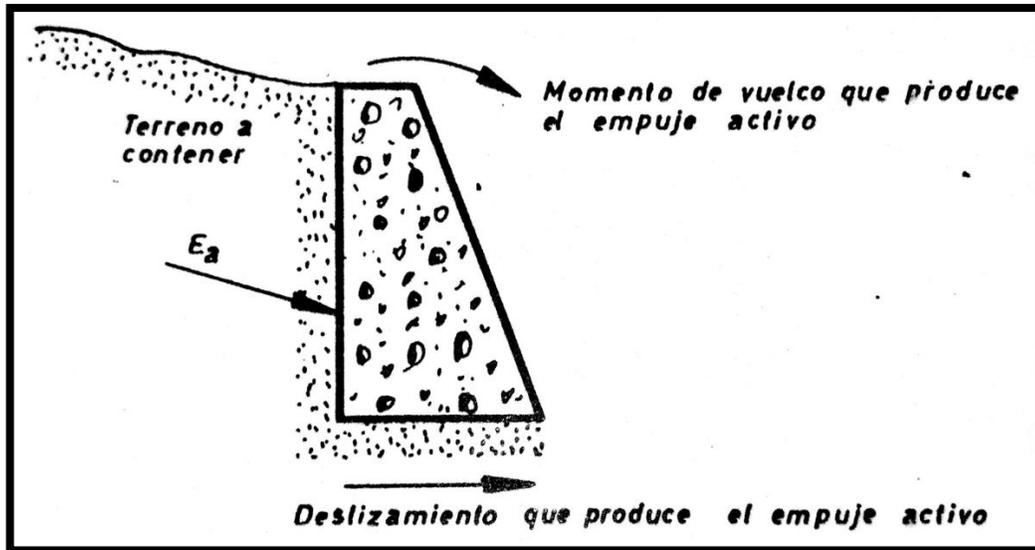


Figura 2.8. Efectos de los empujes activos.

Fuente: Barros; 1974: 19.

Por otra parte, según Barros (1974), los efectos que surgen en los empujes pasivos que puedan presentar un muro de contención, son los indicados en la figura 2.9, donde es importante señalar que al hacer mención de las siglas E_p , se refiere al empuje pasivo.

A su vez el autor menciona que resulta importante señalar que para una misma altura de muro el empuje pasivo E_p siempre será mayor que el empuje activo E_a , a excepción de si el terreno sufra carencia de rozamiento y cohesión, en este caso su comportamiento será muy similar al de un fluido.

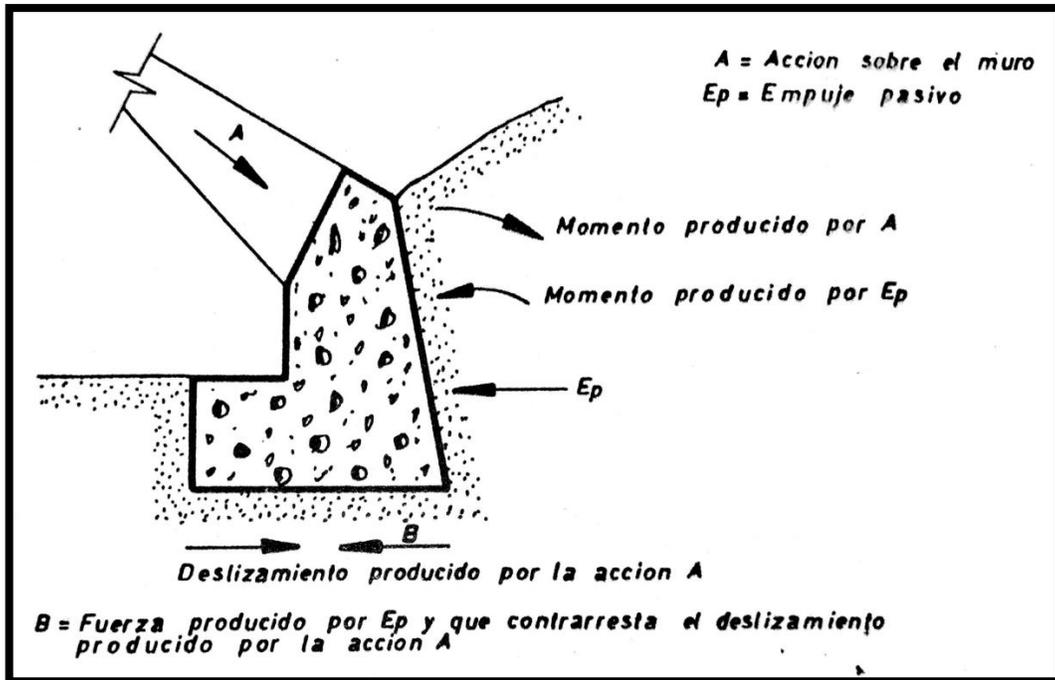


Figura 2.9. Efectos de los empujes pasivos.

Fuente: Barros; 1974: 21.

2.5.- Estudio de un muro.

Partiendo de lo dicho por Barros (1974), resulta indispensable considerar todas las acciones que existen sobre un muro de contención, ya sea para el diseño de un propio muro o para un enfoque de las acciones que este transmite al terreno. Las acciones de mayor importancia que transmite un muro sobre un terreno son el empuje y el peso propio del mismo.

2.5.1.- Peso propio.

El peso propio como es muy marcado en su nombre, se refiere al peso total de los materiales con los que están construido el muro. Dependiendo del tipo de muro y sus consistencias los pesos aproximados más frecuentes son:

- Concreto en masa. 2,200 kg/m³.
- Concreto armado. 2,400 kg/m³.
- Creado con ladrillo macizo. 1,800 kg/m³.

Estos pesos, según Barros (1974), son aplicados en el centro de gravedad de muro y junto con su componente vertical del empuje que tenderá a dar estabilidad al macizo. En la figura 2.10 se puede observar la forma de obtener el centro de gravedad (CG) de un muro con forma trapezoidal, este método es uno de los más utilizados, pero a su vez no es tan inmediata como otras formas de obtener el CG.

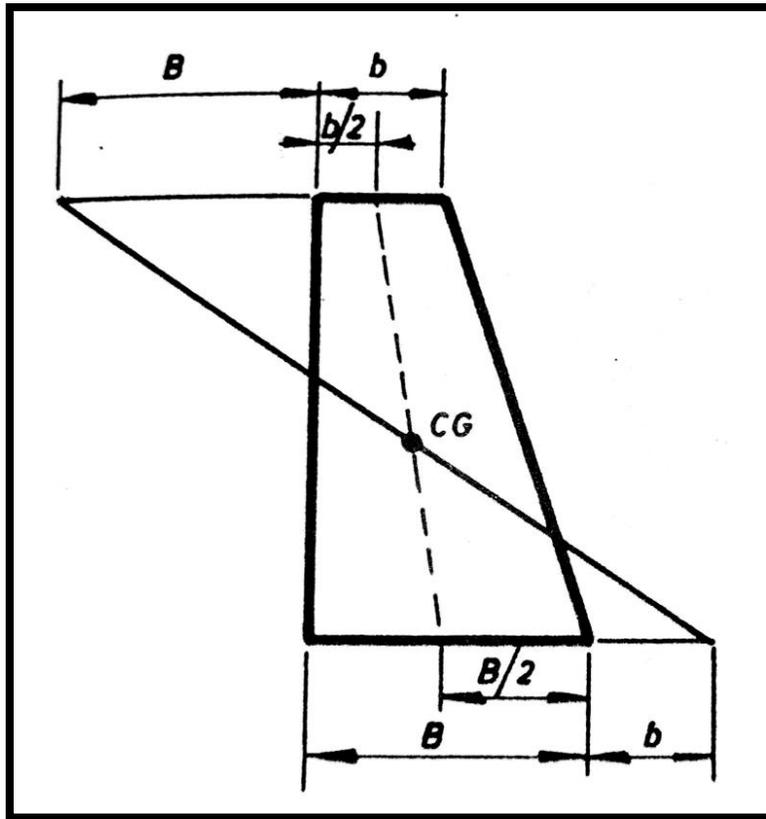


Figura 2.10. Forma de determinar el CG en un muro trapezoidal.

Fuente: Barros; 1974: 70.

2.5.2.- Seguridad al vuelco.

Retomando lo dicho por Barros (1974), debido a la acción del empuje activo, cualquier muro tiende a volcar por la base del intradós del muro, en la figura 2.11 se muestra como se ejerce dicho fenómeno. Este vuelco se produce por la componente horizontal del empuje activo (E_h) el cual ocasiona un momento de vuelco, en este caso no se toman en cuenta los empujes pasivos ya que al ser lo opuesto a los empujes activos estos tienden a dar seguridad al muro. A su vez el peso propio del muro (P) y la componente vertical del empuje (E_v) tienden a dar equilibrio en el momento del vuelco. En la práctica, cuando el muro se encuentre cara al vuelo, se dice que es seguro si los momentos estabilizadores que se toman respecto a la arista O y divididos entre el momento del vuelco arroja como resultado un valor que se encuentre entre el 3 y el 4 (Figura 2.12).

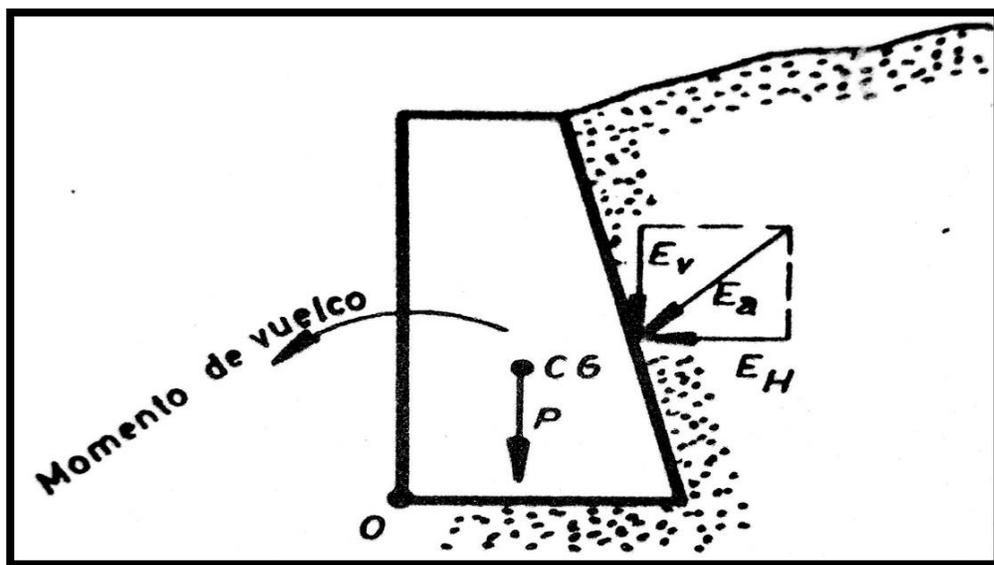


Figura 2.11. Volcadura de un muro.

Fuente: Barros; 1974: 71.

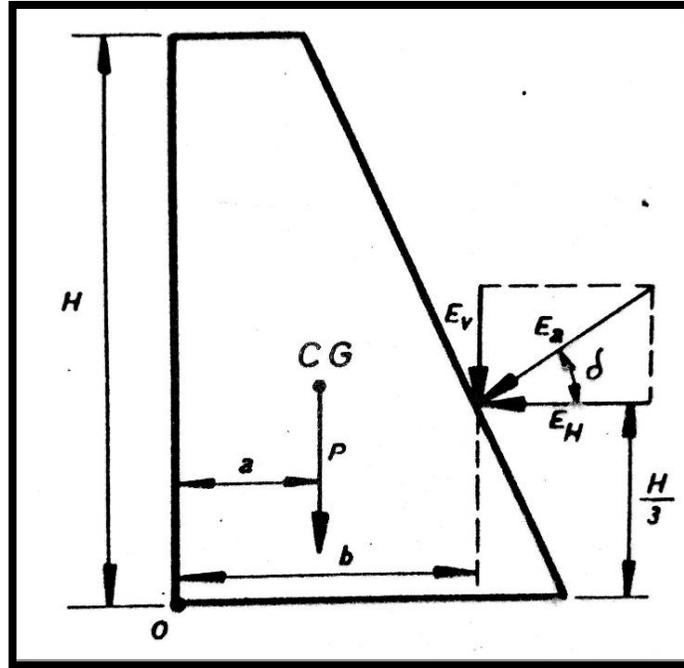


Figura 2.12. Seguridad al vuelco.

Fuente: Barros; 1974: 71.

Forma de comprobar el vuelco del muro de la figura 2.12 según Barros (1974).

$$Cv = \text{Seguridad al vuelco} = \frac{\text{Momentos estabilizadores}}{\text{Momentos de vuelco}} = \frac{a \cdot P + b \cdot Ev}{\frac{H}{3} Eh} \geq 1.5$$

Donde:

Momentos estabilizadores = Mest. = $a \cdot P + b \cdot Ev$ = Momento resistente (+)

Momento de vuelco = Mvuel. = $\frac{H}{3} Eh$ = Momento actuante (-)

De acuerdo con Barros (1974), la seguridad del vuelco tiene que estar comprendida entre los valores 3 y 4, si resulta más bajo de estos valores entonces de deberán tomar acciones contra esto, dentro de las cuales pudiera estar incluida el

aumento del grosor del muro esto ocasionaría más peso al muro, o se pudiera cambiar la forma para que el CG se desplace hacia el trasdós y con esto lograr un aumento de a y a su vez del momento estabilizante.

2.5.3.- Seguridad al deslizamiento.

Barros (1974), afirma que el muro de contención por naturaleza tiende a deslizarse por efecto del empuje horizontal (E_h), el rozamiento que se produce entre el muro y la tierra es lo que hace que el muro no se deslice, por tanto conviene que la superficie de sustentación del muro presente la mayor rugosidad posible para adquirir mayor adherencia.

El valor mínimo de la tangente del Angulo de rozamiento es de 0.25, esto para que el deslizamiento del macizo no se lleve a cabo. El coeficiente de seguridad para el deslizamiento está estipulado para el conjunto entre los empujes vertical y horizontal.

$$Cd = \text{seguridad al deslizamiento} = \frac{\text{Suma de fuerzas horizontal}}{\text{Suma de fuerzas vertical}}$$

En referencia a los datos plasmados en la figura 2.12, se obtiene:

$$\text{Seguridad al deslizamiento} = \frac{E_h}{P + E_v} \leq 0,25$$

Generalizando y para fines de este proyecto se tiene la siguiente fórmula para el factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{F + EP}{EA} \geq 1.5$$

2.5.4.- Flexión.

En las estructuras de retención de concreto armado, según Barros (1974), hay que revisar todas las combinaciones, de igual manera se trabajan unas más específicas de las que se encuentran en la figura 2.13. La estructura se flexiona como se demuestra en la figura por lo que requiere de un diseño para que este fenómeno se atienda óptimamente. En estos muros de concreto en masa o mampostería, este fenómeno no sucede debido a que no son estructuras tan delgadas como las de concreto armado.

En los que se han comprobado por vuelco, deslizamiento y hundimiento ya se han indicado que suelen ser suficientes en su trabajo de retención de suelo cumpliendo su función y solucionando el problema.

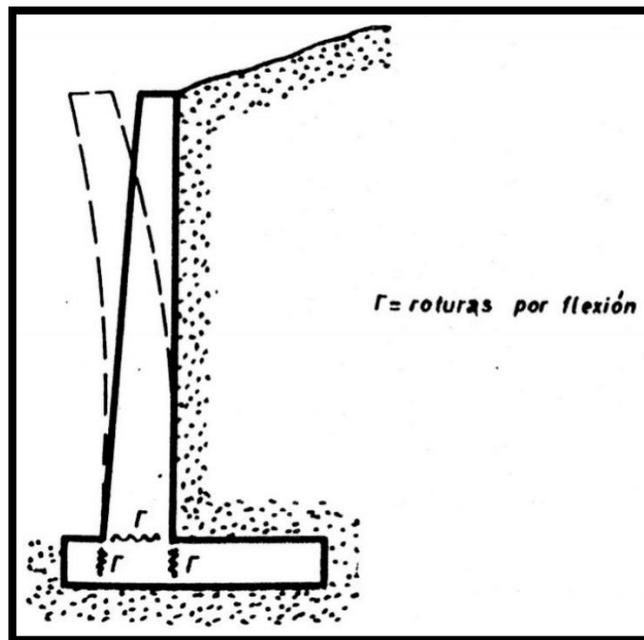


Figura 2.13. Flexión de la estructura.

Fuente: Barros; 1974: 74.

2.6.- Sobrecargas.

Retomado lo dicho por Barros (1974), las estructuras diseñadas para retener suelo son capaces de soportar una acción que sobre estas se esté ejerciendo. A este fenómeno se le llama sobrecarga, este puede actuar de diversas formas sobre toda la superficie del terreno, es posible que paralelamente al muro también actúe en forma oblicua, o bien de forma puntual en un área en todo el terreno, un ejemplo de ello sería una zapata.

Con mucha regularidad las sobrecargas se presentan, es necesario analizar y estudiar diferentes casos y tipos de muro, la influencia del diseño del muro es necesaria tomarla en cuenta.

2.7.- Muros de concreto reforzado.

2.7.1.- Tipos de muro de concreto reforzado.

Extraído de acuerdo a Barros (1974), primeramente, es necesario decidir el tipo de muro que se necesita para darle solución a la problemática de retención de suelos, es necesario el estudio tanto del terreno así como la funcionalidad que a la postre tendrá a la zona en que se construirá. Es aquí donde los diferentes tipos de muros son evaluados:

- 1) Muro de pantalla empotrado en el suelo: este tipo de muro se debe construir cuando la pared sobre la que descansara está constituida por rocas de una consistencia fuerte. Suele construirse este tipo de muros cuando la altura de coronación no sobrepase los tres o cuatro metros, ya su vez este tipo no debe

ser menor de 20 cm por motivos de seguridad. En la figura 2.14 se muestra un muro de este tipo.

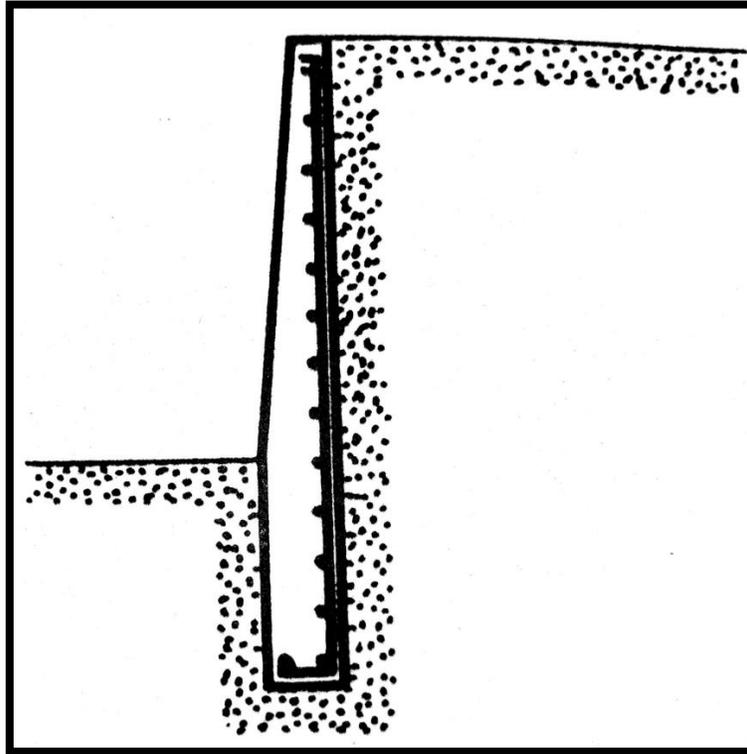


Figura 2.14. Muro de pantalla empotrado en el suelo.

Fuente: Barros; 1974: 170.

- 2) Muro de talón: estos tipos de muros son muy utilizados según Barros (1974), cuando en un terreno exista un lindero que impida la construcción de puntera. Este tipo ofrece muy buenas condiciones gracias al peso de las tierras con ángulo de $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ que se incrementara para dar mayor estabilidad. Usualmente la dimensión del talón depende de la altura del muro (h), este normalmente es del $0.65 h$. En la figura 2.15 se presenta dicho tipo de muro.

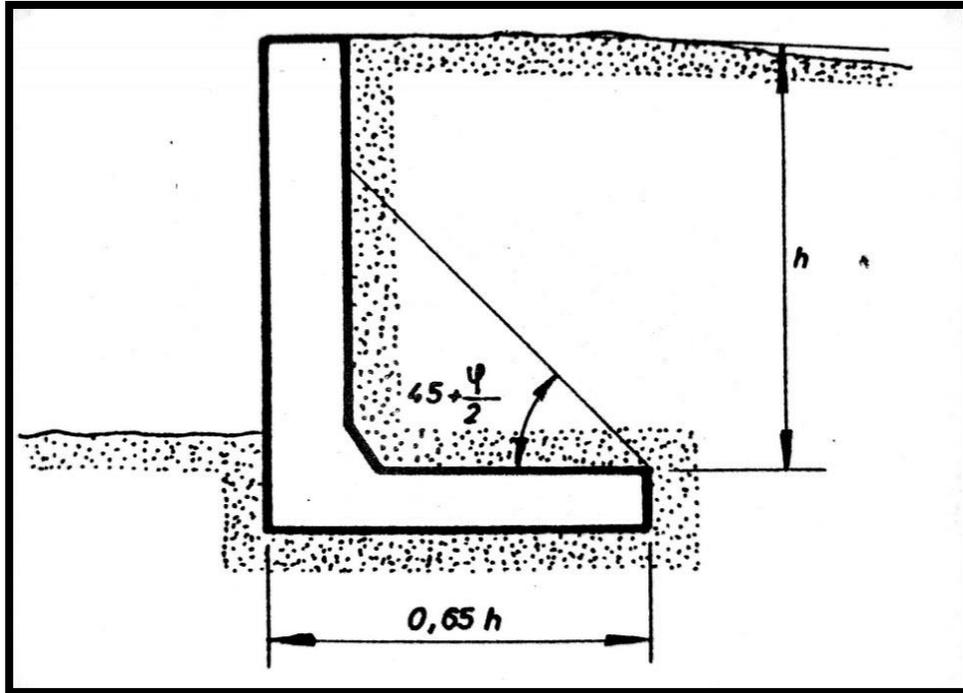


Figura 2.15. Muro de talón.

Fuente: Barros; 1974: 170.

- 3) Muros con puntera y talón: la estabilidad que presentan estos tipos de muros (figura 2.16), dicho por Barros (1974), es la que los hacen los más utilizados, en el estudio de los coeficientes de seguridad será tomada en cuenta la porción de tierras comprendidas entre el muro y la línea de ángulo $\frac{\varphi}{2} + 45^\circ$ al igual que con el anterior.

Ya sea este muro o el de la figura 2.15, se pueden adaptar tabiques de hormigón armado para su mejor funcionamiento, que enlazaran el talón con la pantalla justo como se muestra en la figura 2.17.

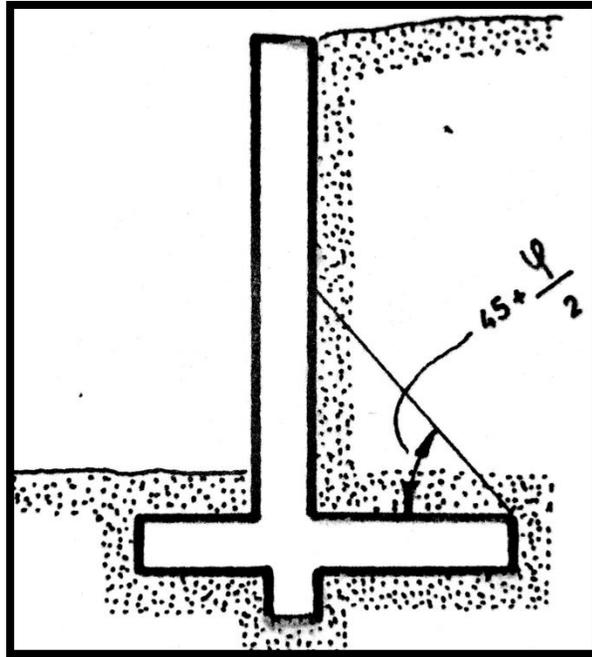


Figura 2.16. Muros con puntera y talón.

Fuente: Barros; 1974: 171.

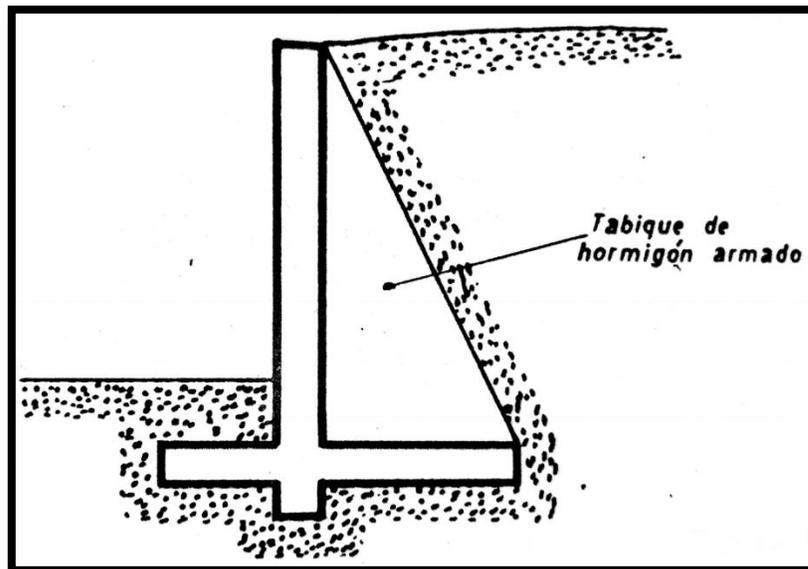


Figura 2.17. Ubicación del tabique de hormigón armado.

Fuente: Barros; 1974: 172.

- 4) Muros con contra fuertes: según Barros (1974), como se puede observar en la figura 2.18, se representa un muro con contrafuertes el cual está constituido por una pantalla que se encuentra dividida en varios vanos para cada contrafuerte. Por tal motivo la pantalla del muro será diseñada como si fuese una viga horizontal apoyada en los contrafuertes, con esto se puede admitir una atracción en el hormigón en masa de hasta 7 kg/cm^2 .

Normalmente los contrafuertes se encuentran separados entre una distancia que oscile entre los 3 y 4 metros, para calcular la estabilidad se toma una distancia igual a la existente entre centros de dos vanos contiguos como se muestra en la figura 2.18.

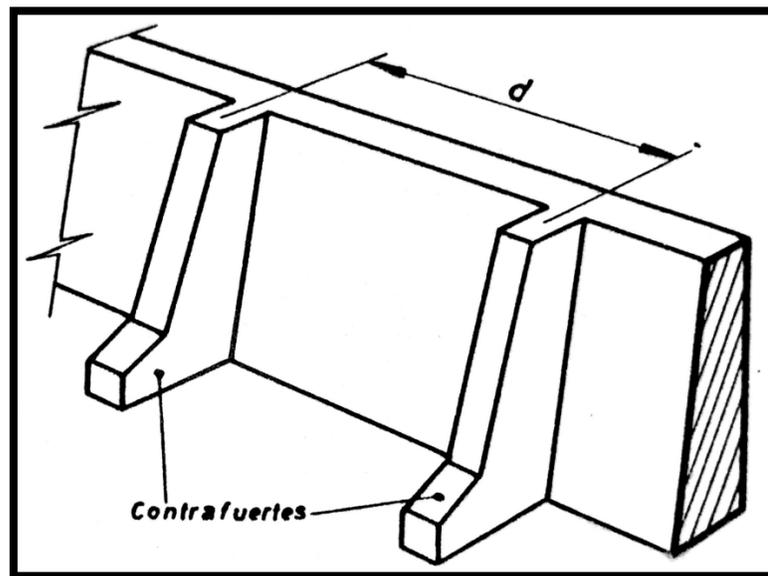


Figura 2.18. Muros con contrafuertes.

Fuente: Barros; 1974: 23.

- 5) Muros con puntera y sin talón: retomando lo dicho por Barros (1974), estos tipos de muros (figura 2.19), a veces son necesarios por comodidades

constructivas, los límites de propiedad en ocasiones también obligan a realizar este tipo de construcción. Estos tipos ofrecen propiedades mecánicas favorables como por ejemplo tensiones moderadas sobre el terreno de cimentación.

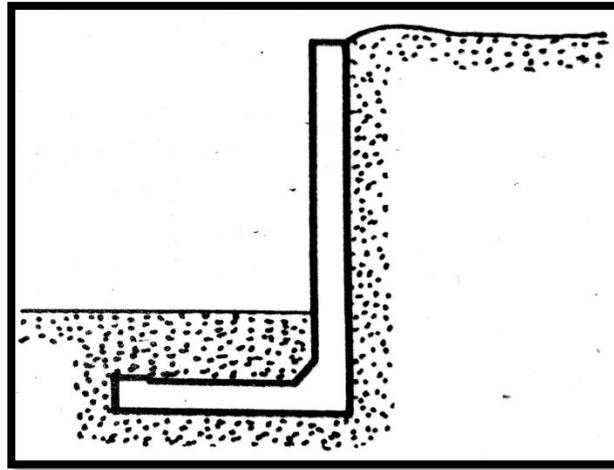


Figura 2.19. Muros con puntera y sin talón.

Fuente: Barros; 1974: 173.

2.8.- Drenaje.

Partiendo de lo mencionado por Barros (1974), la presencia de agua en la parte interna de un muro de contención será siempre un caso general. Para lo cual resulta necesario la debida construcción de elementos que se encarguen de que estas aguas no produzcan efectos negativos en la construcción.

Existen muchas formas de darle solución a este problema, la construcción de mechinales resulta ser el camino más práctico y más económico de solucionarlo, pero justo por esto resulta ser el menos indicado, ya que los mechinales resultan ser efectivos únicamente en los primeros años, y después de esto resultan tener un

funcionamiento defectuoso y sobre ellos empiezan a arrastrar parte de las tierras que conjunto con el agua manchan el intradós del muro, perdiendo con esto lucidez. Las construcciones de estos mechinales son utilizadas en caso de que cierta construcción lo requiera, ya que existen casos en los que no importa que el agua pase de una forma como la indicada en el intradós. Por esto, cuando obligue esta necesidad, se adoptarán otro tipo de soluciones.

Según Barros (1974), el sistema más recomendable para evitar este fenómeno es la utilización de una cuneta en las tierras superiores de relleno del muro, la cual conducirá el agua por un tubo que conectará con otro al fondo del muro y el cual atravesará el muro y llevará el agua a una arqueta ubicada del lado opuesto (figura 2.20). Para este método se aconseja la colocación de una capa de arcilla compactada para que funcione como impermeabilizante de la superficie del terreno.

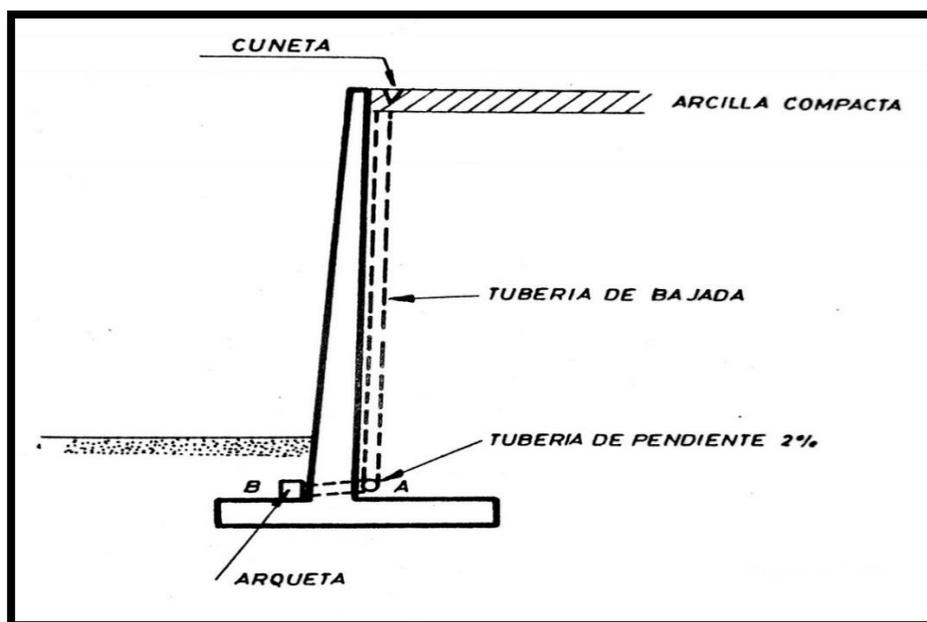


Figura 2.20. Solución para evitar la presencia de agua.

Fuente: Barros; 1974: 206.

Para muros altos y con rellenos poco permeables, es aconsejable la utilización de drenes verticales, que por lo general se encuentran separados entre unos 5 y 7 metros, su colocación es muy similar a las de un tubo de bajada como el de la figura 2.20. ya sean los tubos de baja o los drenes se recomienda que se encuentren con un filtro o taponados según sea la necesidad para así evitar el arrastre de tierras del relleno.

2.9.- Estabilidad de taludes.

“Se comprende bajo el nombre genérico de taludes cualquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes)”. (Juárez; 1973: 177)

De acuerdo con Juárez (1973), los taludes hoy en día son unas de las estructuras de la ingeniería que exigen mayor cuidado por parte del constructor, ya sea en el aspecto de inversión o en el de consecuencias derivadas de su falla. Hasta hace poco tiempo relativamente el problema de los taludes se manejaba con normas puramente empíricas sin tener ningún criterio que generalizara las experiencias adquiridas. Los primeros intentos del estudio racional de este campo se provocaron hasta la expansión de ferrocarril, pero no fue hasta que apareció la mecánica de suelos como tal que fue posible aplicar normas y criterios al diseño de taludes, las cuales toman en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos.

Un problema no resuelto en general en la actualidad resulta ser la determinación del estado de esfuerzo en los diferentes puntos del medio material que forma parte de un talud, ni tampoco para casos idealizados como por ejemplo suponer que el material es elástico o plástico. Por esto, hace que los métodos usuales de análisis de estabilidad de taludes no puedan llevarse a cabo y se recurre a los métodos empíricos que se consideraban especiales en la época en la que se utilizaron. Estos métodos eran los que en la actualidad entran en los de análisis límite, los cuales son cada día más frecuentes en los campos de la ingeniería, estos métodos consisten en imaginar un mecanismo de falla en un talud para después aplicar a dicho mecanismo los criterios de resistencia de un material, con la finalidad de ver, con esta resistencia, si existe o no la posibilidad de que el mecanismo supuesto se presente.

Según Juárez (1973), cuando se habla de taludes siempre se imagina que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa del suelo que actúa como un cuerpo rígido a lo largo de una superficie de falla supuesta. Cuando se analiza la posibilidad de tal deslizamiento se afirma que el suelo desarrolla la máxima resistencia de falla que se le considere en todo punto de la superficie de falla.

Los principales y más frecuentes tipos de falla en los taludes son los que se mencionan a continuación:

- Falla por deslizamiento superficial: los taludes están sujetos a fuerzas naturales que provocan que las partículas y porciones del suelo próximas deslicen hacia abajo, como consecuencia de esto la zona de la superficie

inclinada de un talud puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que normalmente va con una extraordinaria lentitud.

- Falla por movimiento del cuerpo del talud: contraste con las fallas por deslizamiento superficial que son muy lentas, este tipo de fallas se refieren a que en los taludes también se pueden presentar movimientos bruscos que afectan a considerables masas de suelo, con las superficies de falla que pueden penetrar profundamente en el cuerpo del talud, a este fenómeno se le conoce comúnmente con el nombre de deslizamiento de tierras.
- Fallas por erosión: estas fallas son de tipo superficial también provocadas en los taludes por los arrastres de agua, vientos, etc. Este efecto es más notorio cuando sean más empinadas las laderas de los taludes, este fenómeno se manifiesta con la aparición de irregularidades en el talud.
- Fallas por licuación: estas ocurren según Juárez (1973), cuando el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a una suspensión en la zona del deslizamiento, con pérdida casi total de la resistencia el esfuerzo cortante
- Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación: esta falla se presenta como en su nombre lo dice, cuando la capacidad de carga de un suelo no es la óptima para soportar el muro.

“Cuando un talud es en sí inestable, se ha recurrido con cierta frecuencia a su retención por medio de un muro. La solución, cuando se aplica con cuidado, es correcta, aunque en general, costosa”. (Juárez; 1973: 203)

2.10.- Teorías de empuje.

De acuerdo con Barros (1974), no hay una teoría que pueda contextualizar con exactitud a los empujes, cada una de estas son aproximada más o menos en la práctica, sin embargo, cualquiera de estas otorga un rango de seguridad para que pueda ser empleada. El uso de alguna teoría en particular es basado en su carácter práctico, puede haber una teoría que sea muy exacta pero ya en la práctica no sea muy conveniente debido a que no es fácil de concretar, por lo que las teorías que se menciona a continuación, cada una de ellas se puede tener utilidad confiable tanto en el cálculo como en la práctica, por esto el calculista puede tomar cualquiera de ellas.

2.10.1.- Teoría de Rankine.

De acuerdo con Barros (1974), cuando un muro de contención tenga un trasdós vertical, la fórmula de Rankine arroja de forma inmediata el valor del empuje de las tierras. Por lo que cuando se tenga este caso en el muro no se deberá de dudar en aplicar la teoría de Rankine por su simplicidad.

Haciendo referencia a lo dicho por Juárez (2005), todos los suelos se pueden considerar puramente friccionante desde el punto de vista de esfuerzos efectivos. A continuación, se presentará la teoría de Rankine a los suelos en donde la envolvente de falla presenta cohesión y fricción, con base a los esfuerzos totales obtenidos de la prueba triaxial adecuado al caso.

Cuando sea el caso que se trata la relación entre el esfuerzo principal máximo y el mínimo, la formula está dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N\varphi + 2c\sqrt{N\varphi}$$

Si fuese el caso del estado activo, $\delta A = \sigma_3$ y $\sigma_1 = Yz$, entonces:

$$\delta A = \frac{Yz}{N\varphi} - \frac{2c}{\sqrt{N\varphi}}$$

En el caso del pasivo $\sigma_1 = \delta P$ y $\sigma_3 = Yz$, por tanto:

$$\delta A = Yz N\varphi - 2c\sqrt{N\varphi}$$

Estas dos últimas expresiones, según Juárez (2005), nos arrojan las presiones Horizontales que se ejercen en los dos estados plásticos. Los empujes correspondientes se obtienen de la siguiente manera:

$$EA = \frac{H - Z}{2} (\sigma A)$$

Y

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

En el caso de un estado activo, igual que en los suelos puramente cohesivos, existe ahora una zona del diagrama de presiones, la cual corresponde a un estado

de tensión (comúnmente conocida como grieta). La profundidad a la que llega esta grieta, medida a partir de la corona del muro, puede obtenerse con el criterio de que en ese punto sea $p_A = 0$. Por lo tanto, si esta condición se cumple entonces:

$$\frac{Yz}{N\varphi} = \frac{2c}{\sqrt{N\varphi}} \quad y \quad z = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N\varphi}$$

A su vez, también se puede calcular la altura crítica con la que se puede mantener sin soporte el suelo en corte vertical, con el criterio $E_A = 0$. Disco caso se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{2N\varphi} y H^2 = \frac{2c}{\sqrt{N\varphi}} H$$

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N\varphi}$$

Con todo lo mencionado anteriormente en el capítulo, se puede empezar a calcular el muro de contención de este proyecto, para lo cual primeramente es necesario la macro y micro localización del proyecto.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

En el presente capítulo habrá de darse a conocer toda la información referente al lugar del proyecto actual, dentro de la cual destaca el entorno geográfico, que describirá la localización geográfica, geología de la región, hidrología de la misma y usos de suelos, así como un informe fotográfico del proyecto, etc.

3.1.- Generalidades.

Se presentó la información necesaria para poder localizar el proyecto fácil y rápidamente, así como otorgar al lector de esta tesis una visión clara de las características del proyecto ejecutado. Se revisó un muro de contención realizado para resistir un volumen de tierra en donde está ubicada una procesadora de frutas de uso industrial, comenzando con la realización de un levantamiento topográfico y un estudio de mecánica de suelos para poder revisar que el muro ya descargado sobre el terreno sea el óptimo para que pueda soportar la procesadora sin que presente algún tipo de falla.

3.1.1.- Objetivo.

El objetivo al que se busca llegar con la presente investigación, es revisar el cálculo estructural del muro de contención de tierras de concreto reforzado, ubicado

en la tenencia de Jucutacato situada en el municipio de Uruapan en el estado de Michoacán.

3.1.2.- Alcance del proyecto.

Para este proyecto se diseñó un muro de contención de concreto reforzado para una vez obtenidos los datos necesarios, poder dar fidelidad de que el muro presente en el proyecto es lo suficientemente confiable. Para esto se revisaron los factores de seguridad necesarios del muro.

3.2.- Resumen ejecutivo.

A continuación se presenta datos específicos del lugar donde se encuentra el muro de concreto que se revisó, tales son las características del área y la zona del proyecto así como levantamiento topográfico, perfiles, estudio de mecánica de suelos, etc. Todo esto requerido para la revisión del muro de contención.

Para comenzar la ejecución de este proyecto se solicitó información referente al levantamiento topográfico y la mecánica de suelos del terreno, esta información se obtuvo del laboratorio Ingeolab encargado de los trabajos de topografía y geotecnia.

El encargado del laboratorio Ingeolab, el Ing. Cesar Augusto Zacarías Zepeda, a su vez fue el encargado de proporcionar la información referente al diseño del muro de contención y la memoria de cálculo.

3.3.- Entorno geográfico.

En este capítulo se presentan todas las características que describen geográficamente el lugar del proyecto, el cual se encuentra en la calle, Lázaro Cárdenas, No. 69, Tenencia de Jucutacato, en Uruapan, Michoacán, México.

3.3.1.- Macro y micro localización.

Michoacán es uno de los 32 estados de la república mexicana conocida oficialmente como Estados Unidos Mexicanos, ubicado en la región oeste del país, limitado en el noroeste con Colima y Jalisco, al norte con los estados de Guanajuato y Querétaro, al este con el estado de México y al sur con Guerrero. Se divide en 113 municipios de los cuales la ciudad de Morelia es su capital antiguamente llamada Valladolid además Michoacán cuenta con una superficie de 58 598.7 Km².



Figura 3.1. Localización del estado de Michoacán en México.

Fuente: mr.travelbymexico.com; 2017.

Este proyecto se llevó a cabo en el municipio de Uruapan en Michoacán, conocido por ser la capital mundial del aguacate, el cual es el segundo municipio más poblado del estado, según la INEGI (2015), cuenta con aproximadamente 334 749 habitantes, situado en el centro occidente, en las coordenadas 19°25'15" latitud norte y 102°03'46" latitud oeste, con una superficie total de 954.17 km².

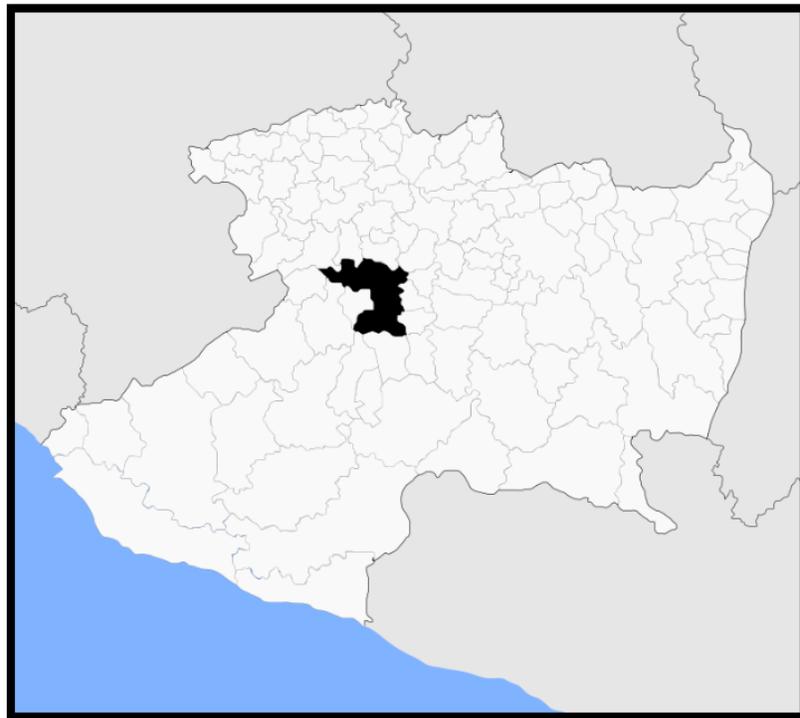
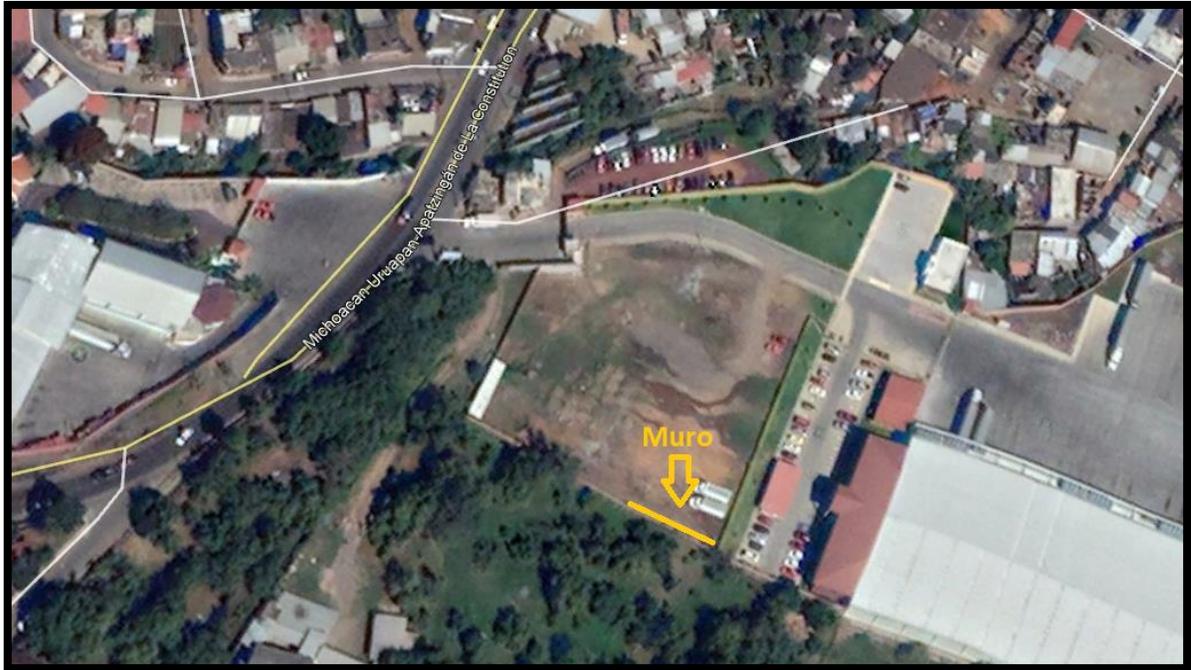


Figura 3.2. Ubicación del municipio de Uruapan Michoacán.

Fuente: es.wikipedia.org; 2007.

El muro de contención revisado se encuentra ubicado en la empacadora Agroexport Internacional S.A. de C.V. ubicado en la tenencia de Jucutacato en el municipio de Uruapan, por la salida a la comunidad de San Juan Nuevo, con coordenadas 19°22'51.15" latitud norte y 102°04'34.66" latitud oeste, a continuación, se presenta una imagen de la ubicación del muro:



Fotografía 3.1. Localización del muro en el predio.

Fuente: Google Earth; 2017.

3.3.2.- Geología regional y de las zonas en estudio.

La geología regional de la región central-occidental del estado de la Michoacán, a la que pertenece el municipio de Uruapan, esta agrupada por provincias geológicas con respecto a distintos criterios y nomenclaturas. Según la nomenclatura de Ortega (1991), el municipio de Uruapan se encuentra en la provincia geológica denominada Faja Volcánica Transmexicana que se presenta en la Figura 3.4, esta se encuentra constituida por afloramiento de rocas volcánicas terciarias y cuaternarias.

En general el municipio del estudio está en un conjunto de dos ambientes geológicos que son la Sierra Madre Occidental y la Faja Volcánica Transmexicana, el primero, compuesto por rocas acidas que son las que representan la cobertura ignimbrita continua más importante del mundo, y el segundo constituido por rocas volcánicas como son la andesita y el basalto.



Figura 3.3. Provincias Geológicas en México.

Fuente: mapserver.sgm.gob.mx; 2007.

3.3.3.- Hidrología regional y de la zona en estudio.

En el municipio de Uruapan corre una corriente que es la principal del municipio el cual es el río Cupatitzio, este nace en el territorio y fluye con sentido de norte a sur. A su vez en esta localidad se encuentran los embalses de salto escondido, Caltzontzin, y Cupatitzio, así como una cascada conocida como la Tzararacua y la presa de Caltzontzin de la cual nace el río Santa Bárbara que cruza el oriente de la ciudad, toda la cuenta de este municipio pertenece a la región hidrológica balsas.

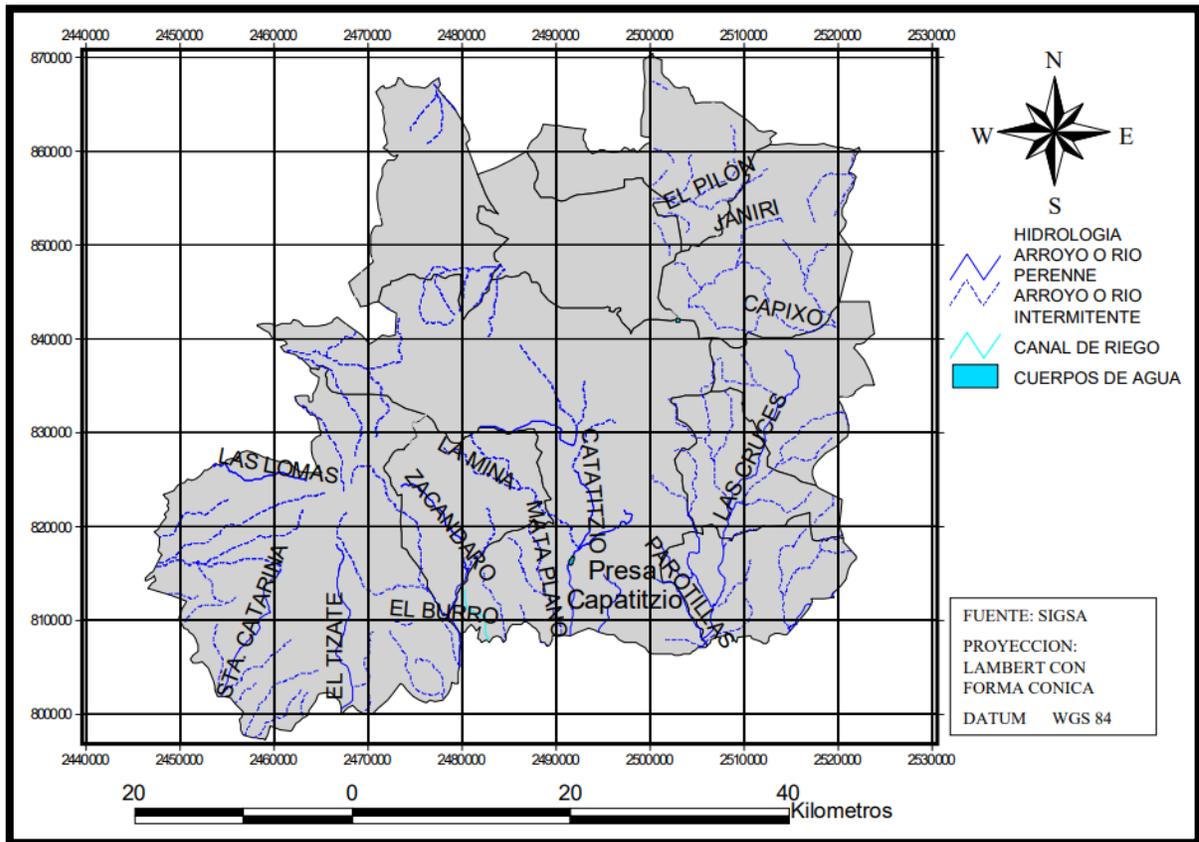


Figura 3.4. Hidrología de Uruapan Michoacán.

Fuente: oedrus.michoacan.gob.mx.

3.3.4.- Uso de suelo regional y de la zona en estudio.

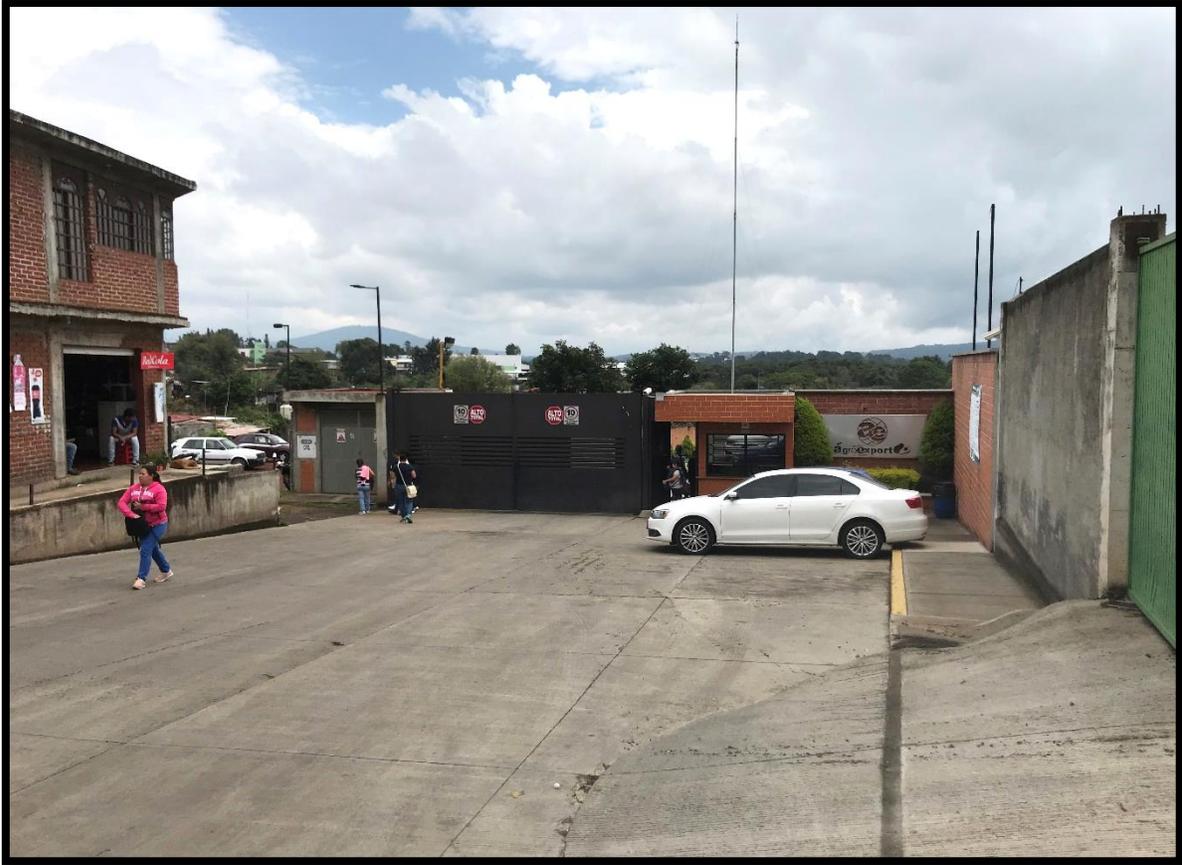
Los tipos de suelos que se encuentran en la región del proyecto datan de los periodos cenozoico, terciario, cuaternario y eoceno. Los principales accidentes orográficos de esta región son el cerro de La Cruz, cerro de La Charanda y el de Jicalán. La mayor superficie territorial es de uso forestal y en una menos proporción está el uso agrícola y ganadero.

Por ser capital mundial del aguacate, la principal actividad de agricultura es la siembra de aguacate, pero también se cultiva el maíz, caña de azúcar, zarzamora jícama, jitomate, tomate. Chile, etc. A su vez en cuestión de ganadería, en esta región se practica la cría del ganado porcino, caprino, avícola, equino, etc.

Con respecto a la fauna de la región, en esta influye primordialmente el coyote, zorrillo, zorra, liebre, venado, conejo, torcaza y pato. También en la zona centro-sur de esta región se pueden encontrar especies de tierra caliente como lo son el alacrán, besuconas, armadillo, gavilán cuiniques entre otros.

3.4.- Informe fotográfico.

A continuación, se presenta un informe del terreno del proyecto por medio de fotografías, estas abarcan principalmente la entrada de la ubicación del proyecto, el terreno y tipo de suelo y la ubicación del muro de contención a revisar. En la fotografía presentada a continuación se puede observar la calle en donde se encuentra el acceso a la empacadora Agroexport S. A. de C.V.



Fotografía 3.2. Entrada a la empacadora Agroexport S.A. de C.V.

Fuente: Propia.

A su vez, en la fotografía siguiente, se puede observar, dentro de la empacadora, la entrada a la procesadora de frutas que es la masa de tierra que tiene que soportar el muro de contención a revisar. En la misma fotografía se puede observar el tipo de suelo que se presenta en el área del proyecto.



Fotografía 3.3. Acceso a la procesadora de frutas.

Fuente: Propia.

3.4.1.- Problemática.

El muro de contención que se revisó en este proyecto fue hecho con la finalidad de dar firmeza a la masa de tierra encargada de soportar todo el peso de la procesadora de frutas a construir, es por esto que resulta se suma importancia revisar este tramo de muro, ya que es el muro más cercano a las grandes máquinas de producción de guacamole y a su vez es el tramo más alto.

3.4.2.- Estado físico actual.

Actualmente el muro de contención ya se encuentra construido hasta la altura de proyecto y relleno hasta el nivel de proyecto, para sobre éste realizar todos los preparativos que requiere la construcción de la procesadora de frutas.



Fotografía 3.4. Estado físico actual.

Fuente: Propia.

3.5.- Alternativas de solución.

Como una alternativa de solución para la retención de la tierra que soporta las maquinas productoras de guacamole, se propone la construcción de un muro de

contención, pero en este caso hecho de mampostería, dicha solución no sería muy viable debido a que la altura de este tiene que ser de 5.9 metros y para llevar a cabo un muro de mampostería de estas dimensiones resulta muy costoso además de que al ser de mampostería estaríamos invadiendo a la propiedad vecina por la base más ancha que requiere un muro de mampostería.

3.6.- Procesos de análisis.

Para llevar a cabo la revisión de este proyecto principalmente se necesitó de un estudio de mecánica de suelos, el cual se realizó extrayendo una muestra cuadrada del predio para posteriormente llevarla al laboratorio y obtener la capacidad de carga del suelo, tipo de suelo, peso volumétrico, etc.

Con los datos obtenidos de la muestra de suelo del laboratorio se procedió a realizar la revisión del muro, utilizando el peso volumétrico del suelo que está soportando el muro, para determinar los empujes activos y pasivos, para después proceder a analizar el muro por los distintos factores de seguridad como son los de volteo, deslizamiento y hundimiento, y con esto poder determinar si el muro fue diseñado correctamente.

Una vez dejando identificada la macro y micro localización del proyecto, resulta necesario mencionar la metodología que se llevó a cabo en la presente investigación, la cual se menciona en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se hace mención a la metodología utilizada para la realización de este proyecto de investigación, a su vez en mencionado capítulo se aborda el método utilizado, el enfoque de la investigación, el diseño de la investigación, los instrumentos utilizados para la recopilación de datos y la descripción del proceso de investigación.

4.1.- Método empleado.

El método que se llevó a cabo para esta investigación es el método científico, que de acuerdo con Tamayo (2003), este método se puede decir que se encuentra entre la investigación científica y el conocimiento científico, este método no es más que la aplicación de la lógica a las realidades u hechos encontrados en la investigación.

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

Lo que de verdad importa en el método científico no es el descubrimiento de las verdades, sino más bien se enfoca en determinar cuál fue el proceso para demostrar que es una verdad. El método científico está más encaminado a la

objetividad en un proceso de investigación, lo cual tiene como consecuencia que se elimine el plano subjetivo para la interpretación de la realidad.

El método científico se puede concretar en las siguientes características según Tamayo (2003):

- Es fáctico: Esto significa que tiene una referencia empírica.
- Verificación empírica: Esto quiere decir que se vale de la verificación empírica para crear respuestas.
- Es auto correctivo: Ya que va rechazando o ajustando las propias conclusiones.
- Es objetivo: “La objetividad no solo es lograr el objetivo las como es, sino evitar la distorsión del sujeto que lo conoce mediante la circunstancia concreta. Un hecho es un dato real y objetivo” (Tamayo; 2003: 33)

4.1.1.- Método matemático.

De acuerdo con Mendieta (1992), la noción de la cantidad es de las primeras nociones conceptuales que adquirió el ser humano, el método matemático es aquel que ayuda a indicar el origen del objeto. Cualquier investigación que utilice números constantes, diversas comprobaciones, hipótesis y estas se utilicen para afirmar o negar algo se dice que se está hablando de una investigación cuantitativa.

Para la presente investigación se decidió utilizar el método matemático debido a que todos los datos que pudieron obtener son de valores numéricos, los cuales nos

ayudaron a comparar con los de la presente para así mismo poder llegar a una solución más exacta y certera.

4.2.- Enfoque de la investigación.

De acuerdo con Hernández, Fernández y Baptista (2014), la investigación se puede definir como el conjunto de procesos sistemáticos, críticos y empíricos que se deben ejercer para el estudio de un problema. Existen tres métodos de investigación, la cuantitativa, la cualitativa y la investigación mixta.

Para la presente investigación se utilizó el método cuantitativo, el cual tiene como principal característica representar un conjunto de procesos o etapas, cada dicha etapa es sistemática por lo que no podemos brincar o eludir alguna. Debe ser de orden riguroso y pueden definirse algunas fases. Da inicio a partir de una idea que se va delimitando, se estipulan objetivos y preguntas que dan paso a la investigación, es evaluada la literatura y se edifica un marco o una teórica percepción. De acuerdo a la o las preguntas de investigación son localizadas las variables y se establecen hipótesis, se construye un plan para poder crear un diseño y probar cada una de las variables, cada variable se evalúa en un contexto bien delimitado y son analizados las mediciones que se obtienen al emplear los métodos estadísticos, posteriormente es extraída una gama de conclusiones.

Este enfoque, según Hernández, Fernández y Baptista (2014), se caracteriza principalmente por lo siguiente:

- Mide y estima magnitudes de los fenómenos o problemas de investigación.

- El investigador plantea un problema de estudio delimitado y concreto. Las preguntas de investigación hablan de cuestiones específicas.
- Las hipótesis se generan antes de recolectar y analizar los datos.
- Las recolecciones de los datos se fundamentan en la medición.
- Como los datos son productos de mediciones, se representan con números y se deben analizar con métodos estadísticos.
- Debe ser lo más objetiva posible.
- Siguen un patrón predecible y estructurado.

Se afirma que esta investigación tiene un enfoque cuantitativo ya que como se refirió anteriormente, utilizo datos numéricos la investigación, se llevó a cabo el análisis de un muro de contención de concreto reforzado en base a la pregunta de investigación, y con los datos obtenidos se llegó a la conclusión de si es o no estructuralmente suficiente.

4.2.1.- Alcance de la investigación.

Una vez hecha la revisión de la literatura y se decide que la investigación vale la pena y se quiere realizarla, el siguiente paso consiste en identificar el alcance que tendrá esta.

Hernández y colaboradores (2014) indican que existen cuatro tipos de alcance en una investigación: el exploratorio, el descriptivo, el correlacional y el explicativo.

Para la presente investigación se llevó a cabo el alcance descriptivo, el cual como su nombre lo dice, consiste en describir un fenómeno, acción, situaciones

contextos y sucesos, esto quiere decir que detalla y describe cómo se manifiestan. Con la investigación descriptiva se busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de las personas fenómenos u objetos que se sometan a un análisis. Es decir que este alcance pretende únicamente recoger información en forma independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que están sujetos.

4.3.- Diseño de la investigación.

Partiendo de lo citado por Hernández y colaboradores (2014), el término diseño hace referencia al plan o estrategia que se llevó a cabo para la obtención de la información que se desea, con el fin de poder responder el planteamiento del problema, en el enfoque cuantitativo el investigador utilizara sus diseños para analizar la certeza de las hipótesis en un contexto particular. El propósito del diseño de investigación es resolver las preguntas de investigación realizadas, cumplir los objetivos del estudio y someter las hipótesis a prueba.

Existen 2 tipos de diseño de investigación:

- Experimentales: ésta a su vez se divide en pre experimentos, experimentos puros y cuasi experimentos. Estos tipos de investigación se utilizan cuando el investigador pretende establecer el efecto de una causa manipulable.
- No experimentales: ésta se subdivide a su vez en diseños transversales y diseños longitudinales. La investigación no experimental podría definirse como

la investigación que se realiza sin modificar deliberadamente variables. Esta investigación es sistemática y empírica.

El diseño de la presente investigación es de tipo no experimental cuantitativa, debido a que en todo el proceso de investigación no se hizo variar en forma intencional las variables que se tienen para ver efectos sobre otras variables, sino que más bien se observó las situaciones ya existentes

Como se mencionó anteriormente el diseño de investigación no experimental se divide en transversal o transaccional y en diseños longitudinales, para la presente investigación se utilizó el diseño no experimental transaccional el cual, según Hernández y colaboradores (2014), recolecta datos en un momento y tiempo único, su principal propósito es describir variables para analizar su incidencia e interrelación en un momento en específico.

Cabe mencionar que los diseños no experimentales transaccionales se pueden dividir a su vez en tres tipos:

- Exploratorios: éste tipo hace referencia a una exploración inicial en un momento en específico, por lo general este tipo se aplica a problemas de investigación nuevos o poco conocidos.
- Descriptivos: éste tiene como principal objetivo investigar la incidencia de las modalidades de una o más variables en una población, consiste en ubicar y proporcionar la descripción de una o más variables a un conjunto de personas, objetos, fenómenos, situaciones, contextos, comunidades, etc. Son estudios

como se mencionó anteriormente puramente descriptivos y si se establecen hipótesis, estas también suelen ser descriptivas.

- Correlacionales: éste tipo de diseños describen las relaciones que existen entre dos o más categorías, variables o conceptos en un momento determinado. Unas veces en términos correlaciones y otras en función de la relación causa y efecto.

4.4.- Instrumentos de recopilación de datos.

Para la presente investigación se utilizaron distintas herramientas, entre estas se encuentran Excel, Word, AutoCAD, etc., que para un ingeniero civil resultan indispensables, con éstas se pudo llevar a cabo más fácilmente la presente investigación. Estas herramientas ayudaron a simplificar un poco el trabajo y tener más precisión en los datos obtenidos.

Para el estudio de mecánica de suelos se procedió a desplazarse al lugar de la obra, y sobre este predio obtener un cubo de 30 centímetros cuadrados aproximadamente. Una vez obtenida la prueba, con ayuda del consolidometro, el penetrometro, la maquina triaxial y otros aparatos de laboratorio, se pudieron obtener los parámetros de resistencia al cortante.

Con la herramienta de Excel se facilitó el cálculo de los factores de seguridad contra el volteo, al deslizamiento y la capacidad de carga, esta herramienta de Excel se maneja a base de tablas en las cuales puedes llevar a cabo fórmulas para

determinar valores deseados y te agiliza mucho el proceso de adquisición de datos a diferencia de si se hicieran los cálculos a mano.

A su vez para la presente investigación se utilizó el software de AutoCAD 2017, el cual resulta una de las herramientas más indispensables para la realización de la investigación, con este software se pudieron plasmar las ideas y las medidas del muro de contención para así no perderse en lo que se estaba realizando.

Por último, el software Microsoft Office Word 2016, fue el más utilizado ya que en este programa fue donde se describe toda la investigación de la tesis en general.

4.5.- Descripción del proceso de investigación.

Para la presente investigación, en primera instancia se planteó un problema, el cual fue en donde se centró toda la investigación, una vez obtenido el problema se comenzó a recopilar información que fuera útil para la solución del mismo, cabe mencionar que se obtuvo buena información en el proceso de búsqueda debido a que se encontraron tres tesis que hablaban de este mismo tema los cuales fueron de mucha ayuda.

Una vez que se obtuvo el problema se procedió a realizar una visita a campo en donde principalmente se fue por una muestra del terreno, esta se obtuvo con la excavación de la parte seca de un talud a cielo abierto a una profundidad de aproximadamente 2 metros, una vez excavada la muestra seca esta se guardó por estratos en bolsas diferentes para tener muestras alteradas de cada estrato. Una vez que se llegó a la parte más húmeda del talud en este se realizó la extracción de un

cubo de 30 centímetros de lado el cual se procedió a cubrir con un rollo de polietileno para conservar sus propiedades originales y ya cubierto se mandó al laboratorio en una hielera para igualmente conservar sus propiedades.

En el laboratorio, con las muestras obtenidas en campo, se procedió a someter dichas muestras a diferentes pruebas de cargas en donde se utilizó primordialmente la prueba triaxial rápida para determinar su capacidad de carga.

Este último dato fue el más importante ya que con este valor se procedió a revisar que el muro de contención propuesto pudiera soportar los factores de seguridad más importantes que son por volteo, deslizamiento y hundimiento, así como ver si su capacidad de carga cumple, esto se menciona en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se presenta el cálculo y el análisis matemático que se llevó a cabo para la obtención de los resultados de la capacidad de carga del suelo del terreno, las cargas transmitidas hacia él y los empujes efectuados en el muro, todo esto para poder revisar los distintos factores de seguridad para identificar si el muro logra pasarlos y es apto para esta obra.

5.1.- Estudio de mecánica de suelos.

Como se mencionó en el capítulo 1, la mecánica de suelos se puede definir como la parte de la mecánica que estudia la acción de fuerzas sobre la masa de los suelos. Para llevar a cabo este estudio se realizó una visita al predio del proyecto, en este se hizo una excavación de 3 metros con una máquina retroexcavadora y se procedió a tomar la muestra de los dos estratos encontrados y el retiro de una muestra cúbica de 40 cm de lado para que estas muestras se lleven a revisar al laboratorio.

En el laboratorio se realizaron las pruebas de las muestras alteradas e inalteradas como se mencionó en el capítulo 1 del estudio de mecánica de suelos. A continuación, se presentan los resultados obtenidos a partir de las pruebas ya mencionadas:

PRUEBAS REALIZADAS	SONDEO	
	Estrato 1	Estrato 2
Profundidad del estrato. (cm)	1 mts.	2 mts.
Descripcion ocular del suelo		
GRANULOMETRÍA		
P.V. Seco suelto (ton/m ³)	0.62	0.73
% de sobretamaños (3")	0	0
% de gravas (2" a No. 4)	0	0
% de arenas (No. 4 a No. 200)	10.12	9.27
% de finos (pasa No. 200)	89.88	90.73
Clasificacion granulometrica	Material fino	Material fino
LIMITES DE CONSISTENCIA		
Humedad natural (%)	76.06	85.19
Límite líquido (%)	72	80
Límite plástico (%)	50	55
Indice plástico (%)	22	25
Contracción lineal (%)	-	-
Clasificación límites	MH	MH
Clasificación SUCS	Limo alta compresibilidad	Limo alta compresibilidad
COMPRESIÓN TRIAXIAL RAPIDA		
Peso volumetrico promedio (kg/m ³)	-	1800
Cohesión (kg/m ²)	-	1000
Angulo de fricción interna (°)	-	17°
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL		
Densidad de solidos	-	2.3
Carga de preconsolidación (ton/m ²)	-	4.9

Tabla 5.1. Resultados de la mecánica de suelos.

Fuente: Propia.

5.2.- Revisión de dimensionamiento del muro.

Para determinar la seguridad del muro contra el volteo, deslizamiento y revisar que cumpla con la capacidad de carga, es necesario primeramente determinar la mecánica de suelos mencionada en la tabla 5.1 y conocer los datos principales del muro, los cuales se presentan a continuación en una tabla.

DATOS		
Tipo de suelo	Arcilla blanda	
Altura	4.2	m
Espesor superior	25	cm
Espesor inferior	30	cm
Ancho de Cimentacion	40	cm

Tabla 5.2. Datos principales del muro de contención.

Fuente: Propia.

A continuación, se muestra una representación gráfica de los valores de la tabla 5.2 para una mejor comprensión.

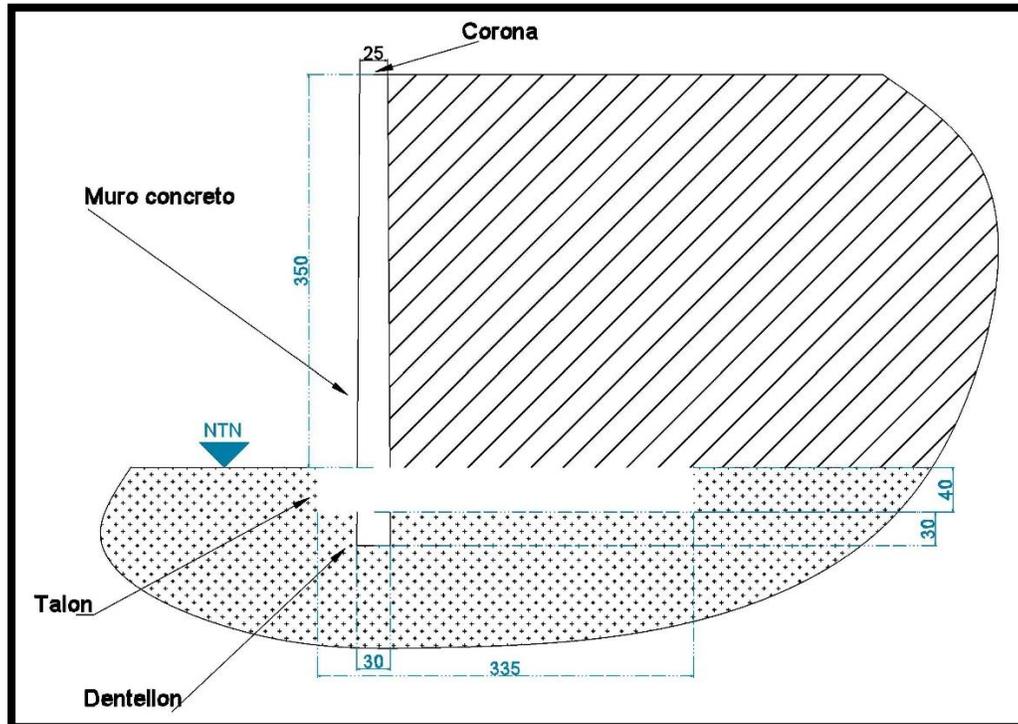


Figura 5.1. Dimensiones del muro de contención.

Fuente: Propia.

5.3.- Cálculo de empujes según Rankine.

Una vez identificados los datos principales del muro se procede a calcular el σ_A el cual es necesario para la obtención de los empujes pasivos y activos, este se calcula de la siguiente manera según Rankine:

$$\sigma_A = \frac{\gamma Z}{N\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}}$$

Donde:

γ = peso volumétrico del suelo = $1.8 \text{ ton}/m^3$

$Z = \text{altura del muro} = 4.2 \text{ m}$

$$N\emptyset = Tg^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right) = Tg^2 \left(45 + \frac{17}{2} \right) = 1.8263$$

$C = \text{cohesión del suelo} = 1 \text{ ton/m}^3$

Sustituyendo entonces en la fórmula de σ_A :

$$\sigma_A = \frac{\gamma Z}{N\emptyset} - \frac{2c}{\sqrt{N\emptyset}} = \frac{\left(1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (4.2\text{m})}{1.8263} - \frac{2 \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right)}{\sqrt{1.8263}} = 2.6595 \text{ ton/m}^2$$

Una vez obtenido este valor se procede a obtener el esfuerzo máximo en el punto superior el cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$\text{Punto Superior} = -\frac{2c}{\sqrt{N\emptyset}}$$

Sustituyendo la fórmula con los mismos valores que en la ecuación σ_A , se obtiene lo presentado a continuación:

$$\text{Punto Superior} = -\frac{2c}{\sqrt{N\emptyset}} = -\frac{2 \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right)}{\sqrt{1.8263}} = -1.48 \text{ ton/m}^2$$

Un dato necesario para la obtención de los empujes y para determinar la seguridad del muro, es la profundidad de agrietamiento o de la grieta, la cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$Z = \frac{2C\sqrt{N\emptyset}}{\gamma}$$

Sustituyendo la fórmula con los mismos datos que en la ecuación σA , resulta de la siguiente manera:

$$Z = \frac{2C\sqrt{N\phi}}{\gamma} = \frac{2\left(1\frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right)(\sqrt{1.8263})}{1.8\text{ ton}/\text{m}^3} = 1.5016\text{ m}$$

Por último, ya obtenidos estos valores se procede a obtener los empujes activo y pasivo que generan el muro de contención, primero se calculó el empuje activo el cual se puede calcular con las fórmulas mencionadas en el capítulo 2, las cuales se presentan a continuación:

$$EA = \frac{H - Z}{2} (\sigma A)$$

Sustituyendo esta fórmula con los mismos valores del σA , queda:

$$EA = \frac{H - Z_0}{2} (\sigma A) = \frac{4.2\text{ m} - 1.5016\text{ m}}{2} (2.6595\text{ ton}/\text{m}^2) = 3.5882\text{ ton} \cdot \text{m}$$

Se procedió a comprobar este empuje con la otra fórmula mencionada en el capítulo 2 la cual se presenta a continuación:

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

Sustituyendo esta fórmula con los datos del σA , resulta de la siguiente manera:

$$EA = \frac{1}{2(1.8263)} (1.8 \text{ ton}/m^3)(4.2 \text{ m})^2 - 2(1) \frac{(4.2 \text{ m})}{\sqrt{1.8263}} + \frac{2 \left(1 \frac{\text{ton}}{m^3}\right)^2}{1.8 \frac{\text{ton}}{m^3}}$$

$$= 3.5883 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Como se puede observar el empuje activo en las dos fórmulas es el mismo entonces se puede afirmar que este está calculado de manera correcta y este es el verdadero empuje activo. Ahora se procede a calcular a que distancia es aplicado este empuje, dicha distancia se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Aplicado } a = \frac{H - Z}{3}$$

Sustituyendo la fórmula donde H es la altura del muro y Z la profundidad de la grieta, queda de la siguiente manera:

$$\text{Aplicado } a = \frac{4.2\text{m} - 1.5016\text{m}}{3} = 0.8995 \text{ m}$$

Una vez obtenido el empuje activo y su distancia de aplicación, se tiene que calcular el empuje pasivo, el cual se determina con la siguiente fórmula:

$$EP = \frac{N\phi(\gamma)H^2}{2} + 2C\sqrt{N\phi}(H)$$

Sustituyendo esta fórmula con los mismos datos del σA , y tomando en cuenta que H en este empuje pasivo es la profundidad de desplante del muro, que en este caso es de 70 cm, resulta de la siguiente manera:

$$EP = \frac{1.8263 \left(1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (0.7\text{m}^2)}{2} + 2 \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) \sqrt{1.8263}(0.7\text{m}) = 2.6974\text{ton} \cdot \text{m}$$

Una vez obtenidos los empujes ejercidos en el muro, se puede proceder a calcular la estabilidad del muro junto con sus factores.

5.4.- Cálculo de la estabilidad.

Para decir que un muro de contención es estable se necesita hacer la revisión de los factores de seguridad contra volteo, deslizamiento y revisar la capacidad de carga del suelo, esto se presenta en los subtemas de a continuación.

5.4.1.- Seguridad contra volteo.

Para calcular la seguridad contra el volteo del muro se tiene la siguiente fórmula que se mencionó en el capítulo 2 del presente proyecto:

$$F.S. = \frac{M + (\text{resistente})}{M - (\text{actuante})} \geq 1.5$$

Primero se procede a calcular el momento negativo el cual se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Momento}(-) &= EA(\text{distancia aplicada}) = (3.5882\text{ton}/\text{m})(0.8995\text{m}) \\ &= 3.2275 \text{ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Una vez obtenido el momento negativo, se calcula el momento positivo o activo el cual se obtiene de la siguiente forma:

Momento positivo				
Seccion	Area (m ²)	Peso (ton)	Brazo (m)	Momento (ton·m)
1	0.9479	2.27496	0.5	1.13748
2	1.34	3.216	1.675	5.3868
3	9.5	17.1	1.99	34.029
Totales	11.7879	22.59096	Total	40.55328

Tabla 5.3. Momento positivo

Fuente: propia.

A continuación, se definirán las secciones mencionadas en una figura:

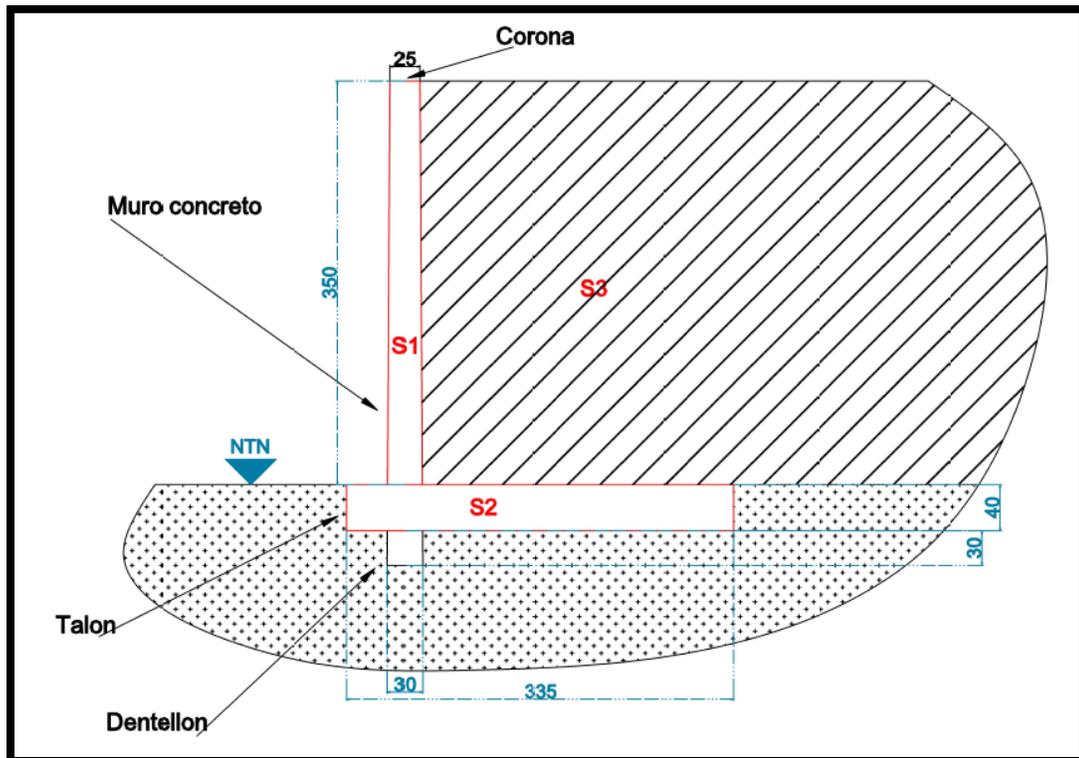


Figura 5.2. Secciones para el momento positivo.

Fuente: Propia.

En la tabla se puede observar que sumando los momentos que ejercen las dos secciones en las que se divide el muro se obtiene un momento positivo de 40.5533 ton·m, a éste se le suma el valor del empuje pasivo, ya que el empuje pasivo produce un momento positivo al contrarrestar el empuje activo, haciendo la suma del empuje pasivo multiplicado por su brazo de palanca que es una tercera parte de su profundidad de desplante, resulta de la siguiente manera:

$$\text{Momento (+)} = 40.5533 \text{ ton} \cdot \text{m} + 2.6974(0.13)\text{ton} \cdot \text{m} = 40.9039 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Una vez obtenidos el momento negativo y el momento positivo se puede sustituir en la fórmula del factor de seguridad contra volteo, la cual resulta de la siguiente manera:

$$F.S. = \frac{M + (\text{resistente})}{M - (\text{actuante})} = \frac{40.9039 \text{ ton} \cdot \text{m}}{3.2275 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 12.67 > 1.5$$

Como el factor de seguridad es de 12.67 y éste excede el valor de 1.5 entonces se llegó a la conclusión de que se acepta la seguridad contra volteo del muro.

5.4.2.- Seguridad contra deslizamiento.

Para obtener la seguridad contra el deslizamiento del muro se tiene la siguiente fórmula presentada anteriormente en el capítulo 2:

$$F.S. = \frac{F + EP}{EA} \geq 1.5$$

Para aplicar esta fórmula se tiene que calcular primeramente el factor “F” el cual se calcula de la siguiente manera:

$$F = 0.67C + \sigma \tan \emptyset$$

Donde:

C= Cohesión del suelo = 1 ton/m²

$$\sigma = \frac{w1}{A} = \frac{\text{peso total del muro}}{\text{Area del muro}} = \frac{22.59096 \text{ ton}}{3.35 \text{ m}(1 \text{ m})} = 6.7436$$

$$\emptyset = 17^\circ$$

Sustituyendo la formula entonces resulta de la siguiente manera:

$$F = 0.67 \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) + (6.7436) \tan(17^\circ) = 2.7317$$

Una vez obtenido este valor “F” entonces se puede calcular posteriormente el factor de seguridad contra el deslizamiento, y sustituyendo la fórmula de este, resulta lo siguiente:

$$F.S. = \frac{F + EP}{EA} = \frac{2.7317 + 2.6974 \text{ ton} \cdot \text{m}}{3.5882 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 1.51$$

Como se puede observar, el factor de seguridad resulta mayor que 1.5, lo cual indica que tiene un 100 por ciento más 51 de seguridad, esto resulta conveniente ya que lo ideal es tener 100 por ciento más 50. Según lo investigado en el capítulo dos

del presente proyecto, para obtener más seguridad contra el deslizamiento del muro se tiene que agregar un dentellón el cual ya se encuentra proyectado.

5.4.3.- Revisión por capacidad de carga.

Para saber si el muro cumple la revisión por capacidad de carga se tiene que calcular primeramente un factor llamado excentricidad para con esto obtener los σ_m que se comprende por uno positivo y uno negativo, para calcular la excentricidad se tiene la formula mostrada a continuación:

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

Sabiendo que B es la base del muro y que M es el resultante de la suma de los momentos ejercidos en cada sección del muro, entonces se puede sustituir la fórmula de la excentricidad y queda de la siguiente manera:

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} = \frac{40.5533 \text{ ton} \cdot \text{m}}{22.59096 \text{ ton}} - \frac{3.35\text{m}}{2} = 0.1201$$

Como se observa este valor dio positivo, si hubiera resultado un valor negativo se tomaría como positivo igual, por ser un valor absoluto. Una vez obtenido este valor entonces ya se puede calcular los σ_m para lo cual se utiliza la siguiente fórmula:

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

Sustituyendo entonces con los valores ya conocidos resulta de la siguiente manera:

$$\sigma m = \frac{V}{A} \left[1 \mp \frac{6e}{B} \right] = \frac{22.59096 \text{ ton}}{3.35 \text{ m}(1 \text{ m})} \left[1 \mp \frac{6(0.1201)}{3.35 \text{ ton}} \right] =$$

$$\sigma m(+)= 5.292865 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\sigma m(-)= 8.194275 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Una vez obtenidos estos dos valores se debe tomar el mayor, que en este caso es el $\sigma m(-)$ y este debe ser menor que la capacidad de carga del muro, la cual es la resta del momento positivo menos el negativo y queda como se muestra a continuación:

$$M = 40.9039 - 3.2275 = 37.6764 \text{ ton} \cdot \text{m} \geq \sigma m(-) = 8.194275 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Con esto se puede verificar que el muro entonces cumple también con la capacidad de carga del suelo, por ser mayor la capacidad de carga del suelo que la fuerza que aplica el muro en el terreno.

Además, la resultante de la excentricidad debe caer dentro del tercio medio del muro el cual es el presentado a continuación:

$$\frac{B}{6} = \frac{3.35}{6} = 0.5583 > e = 0.1201$$

5.5.- Planos

En el apartado de anexos, que se encuentra al final de la presente investigación, se presenta el plano del muro de contención, el cual lleva como nombre Anexo 1 y se encuentra en papel tamaño 60x90 con la finalidad de mejorar la calidad.

Una vez obtenidos y aprobados los tres factores de seguridad del muro, entonces se puede llegar a la conclusión de que este está construido de manera correcta y que puede soportar las cargas que se le están aplicando en el proyecto. Así mismo dar la fiabilidad a los empleados, gerentes y dueños de que esta estructura no sufrirá daños ni deformaciones durante su lapso de vida útil.

CONCLUSIÓN

El presente trabajo de investigación tenía como objetivo principal, revisar el cálculo estructural del muro de contención de tierras de concreto reforzado, ubicado en la tenencia de Jucutacato situada en el municipio de Uruapan en el estado de Michoacán, esto a través de los capítulos presentados se logró debido a que se obtuvieron los distintos factores de seguridad a revisar en un muro y estos cumplieron, por lo cual se puede decir que el muro es completamente seguro y tanto el dueño como los empleados laborando pueden tener completa fiabilidad de él.

A su vez en el presente proyecto se lograron los objetivos específicos planteados en la introducción los cuales se mencionarán a continuación, dando un abreviado explicación de cómo se obtuvieron estos resultados:

El primer objetivo específico era definir qué es un muro de contención, este objetivo quedó resuelto en el capítulo 2 donde nos mencionó que un muro de contención es una estructura que tienen como finalidad resistir las presiones laterales producidas por el material retenido. El segundo objetivo era definir que es la mecánica de suelos el cual quedó resuelto en el capítulo número 1 que nos mencionó que la mecánica de suelos es una asignatura de la ingeniería civil, la cual se encarga de estudiar las fuerzas y cargas que son aplicadas en la superficie del terreno y el comportamiento de las mismas para así poder determinar el material aplicado y el tipo de suelo utilizado para un relleno. El tercer objetivo era sugerir algunas propuestas para mejorar la resistencia del muro y así elevar su confiabilidad, este quedó resuelto en el capítulo 2 en el cual se analizó que el muro tendría más seguridad contra el deslizamiento si se le agregase un dentellón. El cuarto objetivo

específico era analizar el muro de contención y así dar criterio fundamentado del proyecto, este se cumplió en el capítulo 5, donde se analizó el muro con todos los factores de seguridad y se dio la fiabilidad requerida del muro. Y por último el quinto objetivo específico se cumplió en el capítulo número 5 de cálculo, análisis e interpretación de resultados, donde se analizaron los factores de seguridad contra volteo, deslizamiento y capacidad de carga los cuales cumplieron exitosamente.

En base a lo anterior, se respondió a la pregunta de investigación planteada al momento de iniciar el proyecto la cual era la siguiente:

¿El cálculo estructural que se realizó para el muro de contención ubicado en Jucutacato Uruapan Michoacán fue realizado correctamente y se pueden fiar de las respuestas arrojadas en dicho cálculo?

Después de toda la investigación satisfactoria que se tuvo a lo largo de los capítulos y con los resultados obtenidos del capítulo 5 de la presente investigación se le pudo dar respuesta a la pregunta de investigación, obteniendo que el cálculo estructural realizado para el muro de contención ubicado en el predio de las instalaciones de Agroexport Internacional S.A. de C.V. fue realizado correctamente y se puede fiar completamente de este cálculo.

Se puede concluir que a lo largo de la presente investigación se obtuvo un buen resultado debido a los hallazgos encontrados en la teoría así como los resultados obtenidos de los cálculos presentados, brindando una solución a la problemática presentada, por esto se cumplen también los objetivos planteados de manera adecuada.

BIBLIOGRAFÍA

Barros, José. (1974)

Muros de contención.

Ed Ceac, México.

Crespo Villalaz, Carlos. (2004)

Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Ed. Limusa, México.

Huanca Borda, Angel R. (1990)

Problemas de Mecánica de Suelos.

Ed. UNICA, México.

Juárez Badillo, Eulalio. (2005)

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

Ed. Limusa, México.

Juárez Badillo, Eulalio. (1973)

Mecánica de Suelos Tomo II Teoría y aplicaciones de la Mecánica de suelos.

Ed. Limusa, México.

W. Taylor, Donald. (1961)

Principios Fundamentales de Mecánica de Suelos.

Ed. CECSA, México.

ANEXOS

