



UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

UNIVERSIDAD DON VASCO, A.C.

Incorporación No. 8727 – 15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

**PROPUESTA DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN UNA
UNIDAD HABITACIONAL EN LA COLONIA BUENOS
AIRES, EN LA CALLE GUAYABITOS No. 4, EN
URUAPAN MICHOACÁN.**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Gabriel Piña Garcia

Asesor:

I.C. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, a 02 de Mayo del 2018



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.

AGRADECIMIENTO

A mi familia, en especial a mis padres Leticia Garcia y Reynaldo Piña, porque gracias a ellos este trabajo no habría podido culminarse, agradezco infinitamente los días que lucharon por mí, para sacarme adelante y llegar hasta donde me encuentro hoy.

No tendré nunca las palabras, ni las acciones para agradecerles todo lo que se esforzaron día a día, para que yo pudiera terminar mi carrera, agradezco porque solo ellos saben más que nadie el desgaste, el cansancio y las gotas de sudor que derramaron para que yo terminara esta etapa de mi vida, la etapa con la cual forjare mi destino de aquí en adelante.

Siempre han sido un gran apoyo en mi vida hemos luchado juntos hasta conseguir lo que queremos esta vez lo hicimos una vez más, son la mejor familia, siempre los seguiría eligiendo a ustedes si volviera a nacer.

Por último, agradezco a todos los profesores de la escuela de Ingeniería Civil, por ayudarme a construir mi carrera con cada materia que lleve a cabo, pero en especial quiero agradecer al Ingeniero Anastacio Blanco Simiano, por el gran apoyo para el desarrollo de este trabajo, sin el esto no hubiera sido posible, por la confianza brindada y por sus grandes consejos que me ayudaron a centrarme en lo que quería y a tomar más enserio el papel que me toca desarrollar en mi carrera, la ingeniería civil.

ÍNDICE

Introducción.

Antecedentes.	1
Planteamiento del problema.	2
Objetivo.	3
Objetivos Particulares.	3
Pregunta de investigación.	4
Justificación.	4
Marco de Referencia.	5

Capítulo 1.- Muros de contención.

1.1 Concepto de muro de contención.	7
1.2 Partes que conforman un muro de contención.	8
1.3 Empujes.	10
1.3.1 Teoría de empujes de tierra.	12
1.3.2 Empujes de tierras en reposo.	13
1.3.3 Empuje activo en tierras.	14
1.4 Tipos de muros de contención.	17

1.5 Muro de gravedad de concreto.	17
1.6 Muros de contención en voladizo.	17
1.7 Muros de concreto armado.	18
1.8 Tipos de falla en un muro de contención.	21
1.8.1 Fallas en un muro de concreto en masa y mampostería.	22
1.9 Muros de concreto en masa y mampostería.	22
1.10 Muros de concreto armado y algunas de sus fallas comunes.	23
1.11 Materiales constructivos para muros de contención.	27
1.12 Características del terreno.	27
1.13 Clasificación del terreno.	28
1.14 Presión sobre el terreno.	28
1.15 Reconocimiento.	30
1.16 Angulo de rozamiento interno de la tierra.	30
1.17 Drenaje en un muro de contención.	31

Capítulo 2.- Mecánica de Suelos.

2.1 Definición y Generalidades.	33
2.2 Identificación de suelos.	34

2.2.1 Fundamento del Sistema de Clasificación de Aeropuertos.	34
2.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).	35
2.4 Identificación de Suelos.	43
2.5 Estudio de Mecánica de Suelos.	46
2.5.1 Determinación de peso volumétrico seco.	47
2.5.2 Determinación de la composición Granulométrica.	47
2.5.3 Determinación de la Humedad Natural.	49
2.5.4 Determinación de los Límites de Consistencia.	50
2.5.5 Determinación del límite de contracción.	52
2.5.6 Determinación de la contracción lineal.	53
2.5.7 Determinación de densidad de sólidos.	53
2.5.8 Cálculo del peso específico relativo.	54
2.5.9 Clasificación en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.	55
2.5.10 Prueba de Compresión Triaxial Rápida.	55
2.5.11 Prueba de Consolidación Unidimensional.	57

Capítulo 3.- Resumen de macro y micro localización.

3.1 Generalidades.	59
----------------------------	----

3.1.1 Objetivo.	59
3.1.2 Alcance del proyecto.	60
3.2 Resumen ejecutivo.	60
3.3 Entorno geográfico.	63
3.3.1 Macro y Micro localización.	63
3.3.2 Geología regional y de la zona del estudio.	68
3.3.3 Hidrología.	69
3.3.4 Usos de suelo regional y de la zona de estudio.	69
3.4 Informe fotográfico.	70
3.4.1 Problemática.	70
3.4.2 Estado físico actual.	71
3.5 Alternativa de solución.	73
3.5.1 Planteamiento de alternativas.	74
3.6 Proceso de análisis.	74

Capítulo 4.- Metodología.

4.1 Método empleado.	75
4.1.1 Método matemático.	76

4.2 Enfoque de investigación.	76
4.2.1 Alcance de investigación.	78
4.3 Diseño de investigación.	78
4.4 Instrumentos de recopilación de datos.	80
4.5 Descripción del proceso de investigación.	80

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

5.1 Información disponible.	84
5.2 Estudio de mecánica de suelos.	85
5.3 Dimensionamiento propuesto para la estructura de contención.	87
5.4 Determinación del empuje activo.	90
5.5 Determinación del empuje pasivo.	93
5.6 Revisión del factor de seguridad por volcamiento..	96
5.7 Revisión del factor de seguridad por deslizamiento.	97
5.8 Revisión por capacidad de carga.	98
5.9 Drenaje del muro.	101
5.10 Diseño final.	102

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

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

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

También pueden ser de concreto armado, que es una estructura en la que, añadiendo un refuerzo de acero a una estructura de concreto se logra que actúen en conjunto, siendo el concreto el que resiste los esfuerzos de compresión, y el acero absorbiendo los esfuerzos de tensión, según lo indicado en la página: (www.cricity.edu.ar).

Años atrás ya se han estudiado y tratado temas sobre los muros de contención dentro de la Universidad Don Vasco, el primero fue el alumno Roberto Ruiz Abarca en el año 2012 que realizó una tesis titulada "Diseño de muros de contención de concreto armado y de gravedad en predio ubicado en el libramiento

oriente de la ciudad de Uruapan”, en dicha tesis el alumno analiza los muros de mampostería y los muros de concreto armado, esto con la finalidad de determinar el muro con las dimensiones adecuadas para el lugar que está estudiando.

Planteamiento del Problema.

En algunos casos, el terreno donde se va a desplantar alguna obra presenta varias deformaciones, como pueden ser desniveles, materiales inadecuados para la cimentación o algún talud de alta inclinación, esto se puede generar por alguna excavación, el cual debe de ser retenido de alguna manera para evitar el empuje del material y llegue a arruinar la obra en el momento de su construcción o en algún futuro, es por eso que se estudiará de qué manera se tratar dicho material y evitar accidentes.

El problema mencionado requiere de una estructura que pueda contener el empuje ocasionado por el material del terreno, los muros de contención son la solución para este problema ya que pueden retener materiales casi de todo tipo, según las características con las que se construya y su proceso constructivo esto debe garantizar un buen soporte del empuje y seguridad ante todo.

La construcción del muro de contención se deberá analizar para saber cuál será su dimensionamiento apropiado ya que hay diferentes tipos de muro, todos cumplen con la misma tarea de retener algún material pero ninguno es igual por el tipo de lugar donde se desplante y tipo de muro, en este caso se analizará un muro de mampostería con diseño por gravedad.

Con esta investigación se pretende saber las ventajas y desventajas de la construcción del muro en la unidad habitacional ubicada en la colonia Buenos Aires, se hará un cálculo detallado y preciso para conocer el dimensionamiento de dicho muro basándose en las características de suelo del terreno.

Objetivo General:

Diseñar una estructura de contención de tierra que logre retener el material de un talud del frente de la unidad habitacional ya mencionada, asegurando que el dimensionamiento del muro sea adecuado y seguro, tomando en cuenta el comportamiento de suelo del terreno y justificando el diseño.

Objetivos particulares:

Con esta investigación, se pretende conocer los siguientes objetivos generales:

1. Definir lo que es un muro de contención y como se conforma.
2. Calcular los empujes de tierra que actúan sobre la estructura de contención y definirlos.
3. Verificar que la capacidad de carga del suelo sea admisible para la carga del muro de contención.
4. Definir porque método se llevará a cabo el cálculo de la estructura a calcular.

Pregunta de investigación.

Con esta tesis se pretende responder la siguiente pregunta:

¿Cuál es el dimensionamiento apropiado para la construcción de una estructura de contención, para lograr la retención del material del frente de la unidad habitacional ubicada en la colonia Buenos Aires, en la calle Guayabitos No. 4 en la ciudad de Uruapan Michoacán?

Justificación.

Con el paso de los años, la carrera de ingeniería civil da a conocer una de sus áreas más importantes que son las estructuras estas han ido evolucionando por necesidad de construir obras más grandes con mayor seguridad y durabilidad.

Al ir evolucionando se han presentado varios problemas y retos que los ingenieros civiles deben ir resolviendo, uno de ellos es la retención de masas de tierra en las obras que se están desarrollando ya sea para retención definitiva o temporal del material.

El diseño y revisión de una estructura de contención es de suma importancia, porque si no se diseña de manera adecuada se pueden presentar deslaves o fallas en el terreno, estas pueden ser en el momento de su construcción o en un futuro.

Esta tesis pretende servir como consulta para el diseño y construcción de un muro de contención de mampostería por gravedad y ejemplificar el proceso de construcción, aunque ya existan tesis inclinadas hacia el tema de muro de

contención dentro de la Universidad Don Vasco, en esta investigación ahí diferencias de localización, dimensionamiento y tipo del muro, así como de proceso de cálculo y construcción.

Marco de Referencia.

La unidad habitacional que se estudiará está ubicada en la colonia Buenos Aires, en la ciudad de Uruapan Michoacán, a continuación, se encuentran algunos datos de referencia.

El estado de Michoacán (oficialmente llamado Michoacán de Ocampo) es uno de los treinta y un estados que junto con la Ciudad de México, conforman las treinta y dos entidades federativas de los Estados Unidos Mexicanos.

Colinda con los estados de Colima y Jalisco al noroeste, al norte con los estados de Guanajuato y Querétaro, al este con el Estado de México, al sureste con el estado de Guerrero y al suroeste con el océano Pacífico. Tiene una superficie de 59.928 kilómetros cuadrados aproximadamente.

Uruapan es la segunda ciudad más importante y la segunda más poblada del Estado de Michoacán de Ocampo. Es la cabecera del municipio de Uruapan. De clima templado, exuberante vegetación y con gran producción anual de aguacate, razón por la cual se le conoce también como "La capital mundial del aguacate". Se considera también el punto de unión entre tierra caliente y la Meseta Purépecha. Su nombre oficial es Uruapan del Progreso. Uruapan proviene de la palabra purépecha "uruapani" y significa "lugar de abundancia de flor y fruto".

Uruapan está inmersa en el eje neo volcánico mexicano, al centro-occidente del estado de Michoacán, tiene una extensión territorial total de 954.17 km². Limita con los municipios de Los Reyes, Charapan, Paracho y Nahuatzen entre otros.

Un muy importante sector del territorio de Uruapan, principalmente hacia el centro y norte, se dedican a la agricultura, el resto del municipio se encuentra cubierto por bosque, en el que en las zonas más elevadas se encuentran pino y encino, en zonas más bajas especies como parota, guaje, cascalote y cirían. Su fauna se conforma principalmente por coyote, zorrillo, venado, zorra, cacomixtle, liebre, tlacuache, conejo, pato, torcaza y chachalaca. Los datos arrojados por el Censo de Población y Vivienda del INEGI 2010, el municipio de Uruapan cuenta con 315.350 habitantes y la ciudad de Uruapan cuenta con 264.439 habitantes lo que la coloca como la segunda más poblada del Estado y en el lugar 58° del país en cuanto a población se refiere. La densidad de población es de 336 habitantes por km².

El terreno que se va estudiar se localiza en la parte noroeste de la ciudad de Uruapan, sobre el cerro conocido como la charanda, aproximadamente a 2 km del centro de Uruapan con rumbo a la salida a Charapan-Los Reyes. Hace años dicho terreno se utilizaba como vivienda construida de madera sin cimentaciones, actualmente se llevará a cabo la construcción de una unidad habitacional, es por eso, que se ve la necesidad de diseñar un muro de contención para la retención del material y así comenzar a desplantar la unidad habitacional.

CAPÍTULO 1

MUROS DE CONTENCIÓN

En este capítulo se presentarán las definiciones y generalidades más importantes sobre los muros de contención, se comenzará explicando las formas, los tipos, las partes que conforman un muro, los materiales más usados para su construcción y el tipo de falla que se presentan en los mismos. En este capítulo se incluye el estudio del muro y las características del terreno apropiadas para llevar a cabo el desplante de muro el cual debe garantizar su buen funcionamiento y máxima seguridad en la unidad habitacional.

1.1 Concepto de muro de contención.

Un muro de contención es una obra cuya finalidad es la contención de tierras en general. Estos muros según Merritt (2008) suelen ser económicos hasta una altura de 4.5 metros. Estas estructuras suelen utilizar su propio peso para resistir las fuerzas laterales de la tierra u otros materiales que contiene. Generalmente tienden a ser tan macizos que no requieren de refuerzo.

Estas estructuras pueden contener granos, aguas y diversos materiales. Cuando estos muros se encuentran a la intemperie, señala Barros (1974) que el agua de lluvia se filtra en la tierra, por lo cual el muro pasa de ser una estructura de contención de tierras a sostener también los efectos de los empujes dados por la tierra y el agua. Por este motivo, se debe tener en cuenta este factor en el proceso del cálculo.

Los muros de contención, son elementos constructivos ampliamente usados con la finalidad de algún cerramiento, esto para soportar generalmente los esfuerzos horizontales producidos por los empujes de diversos materiales en este caso tierra, existen otro tipo de construcciones en las que son utilizados para contener agua u otros líquidos en depósitos.

1.2 Partes que conforman un muro de contención.

En un muro de contención, las partes esenciales son: la corona, trasdós, alzado, puntera, talón y el tacón en el caso de los muros de hormigón armado; para un muro de hormigón en masa o de mampostería los componentes principales suelen ser únicamente: la corona, el parámetro externo también llamado intradós y el parámetro interno también llamado trasdós, ya que las exigencias según el material utilizado cambian, esto según Barros Peña (1974).

De acuerdo con lo mencionado, los componentes de cada muro pueden variar y esto se debe a varios factores uno de ellos y el principal es el tipo de terreno en el que se va a desplantar la estructura de contención, esto nos llevara a elegir de manera adecuada el tipo de muro, ya que se debe estudiar el funcionamiento y el diseño del mismo.

En la figura 1.1 y 1.2 se presentan un muro de concreto armado y un muro de concreto en masa y se indica dónde va ubicado cada uno de sus componentes ya mencionados.

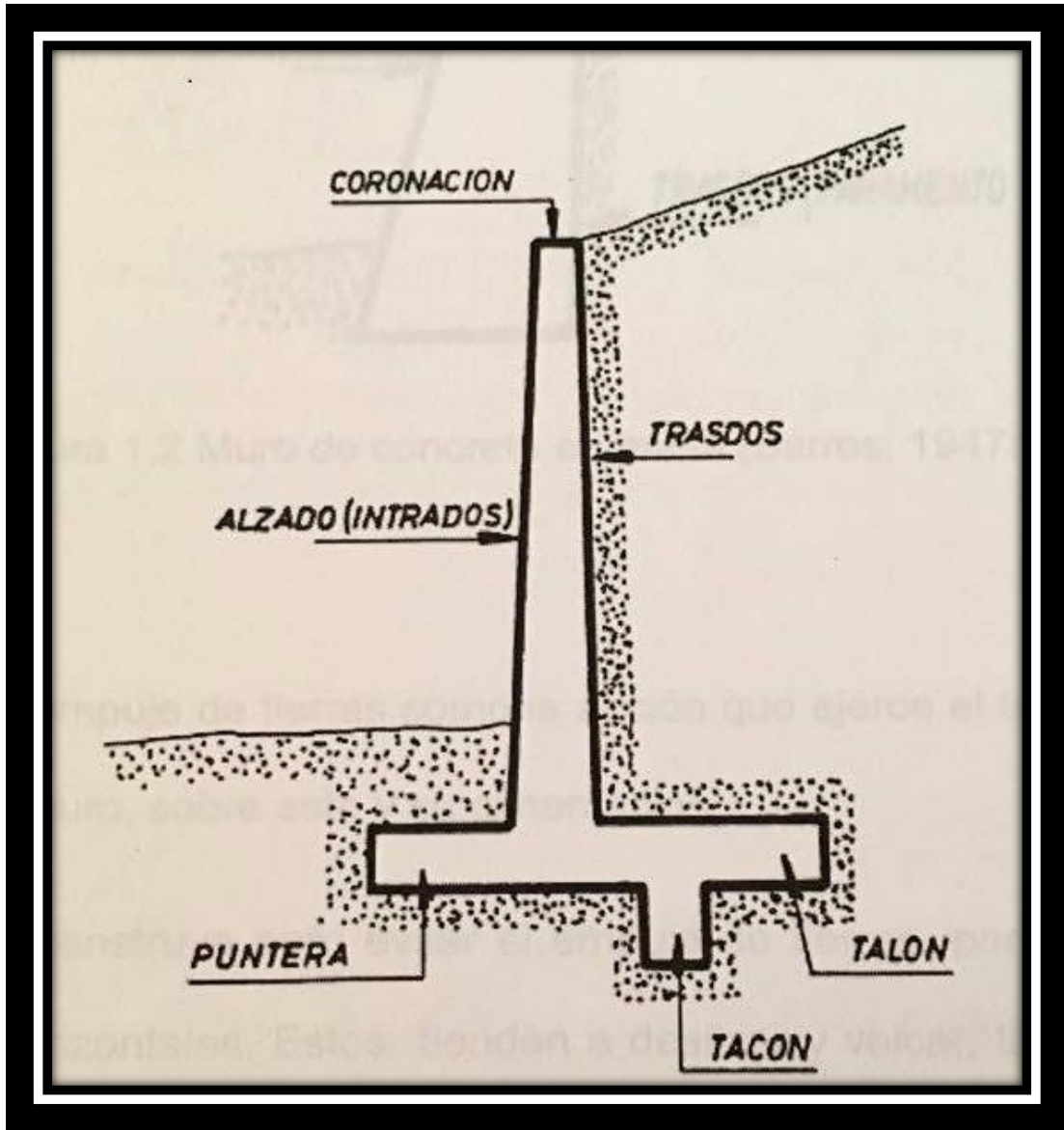


Figura 1.1 Muro de concreto armado. (Fuente: Barros; 1947:12)

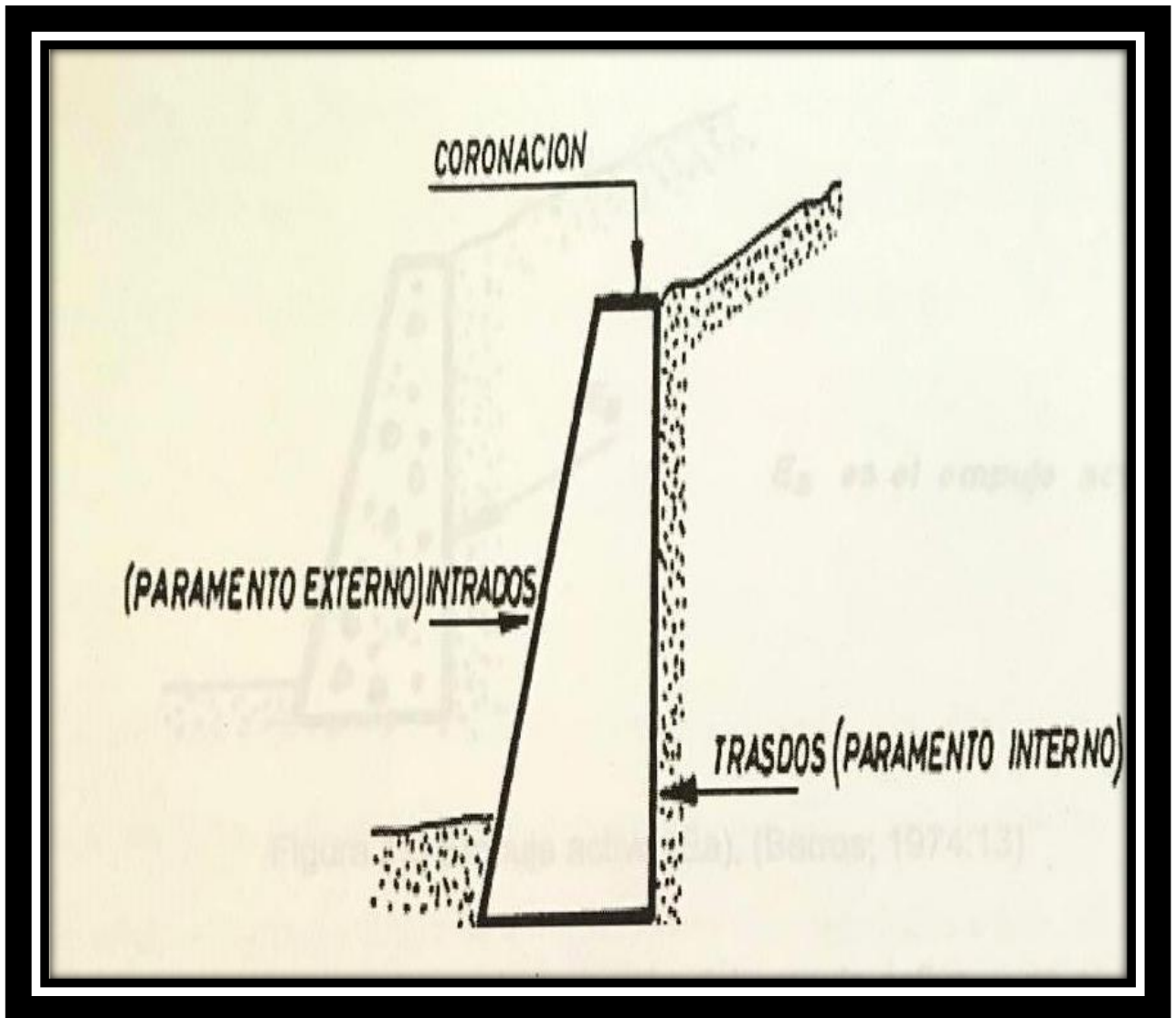


Figura 1.2 Muro de concreto en masa. (Fuente: Barros; 1947:13)

1.3 Empujes.

“Se denomina empuje a la acción que las tierras ejercen sobre el muro” (Barros; 1974:13) Esto nos indica que las fuerzas producidas en la tierra pueden tener efectos sobre el muro, estas fuerzas pueden ser positivas o negativas, el muro es construido para evitar este fenómeno, estas fuerzas se conocen como empujes activos o pasivos, también se presentan las fuerzas horizontales hacia el

muro que tienden a deslizarlo o volcarlo; la presión está en función de las dimensiones y el peso de la masa de la tierra y del contenido de agua que se presente en el suelo del terreno

Los empujes activos son provocados por la tierra que va a retener el muro, como se aprecia en la figura 1.3:

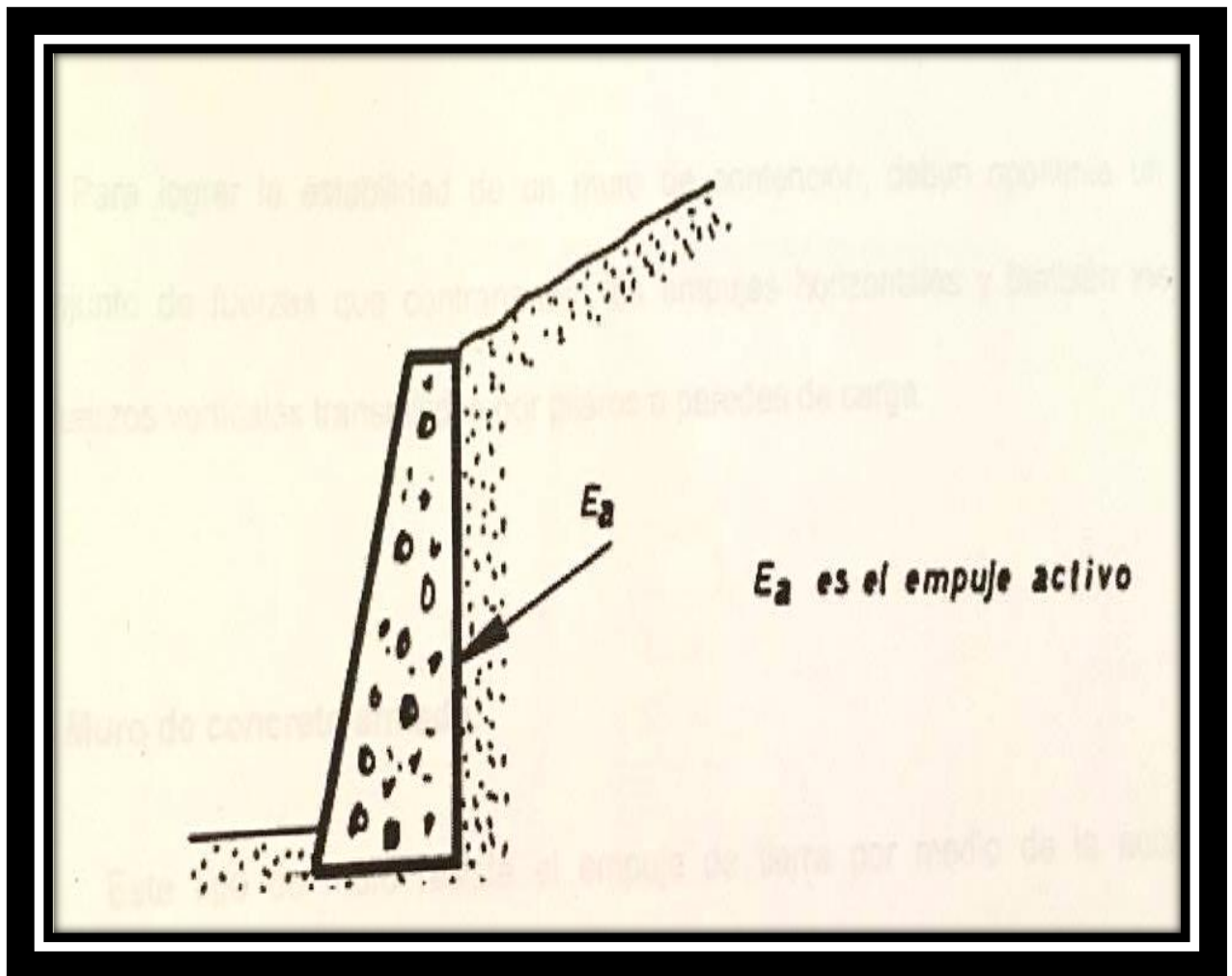


Figura 1.3 Empuje Activo. (Fuente: Barros; 1974:13)

Los empujes pasivos son los que contrarrestan la acción del empuje activo, este es producido por un terreno que tiene la capacidad de absorber la acción producida por la estructura, esto según (Barros Peña; 1974:14) Figura 1.4

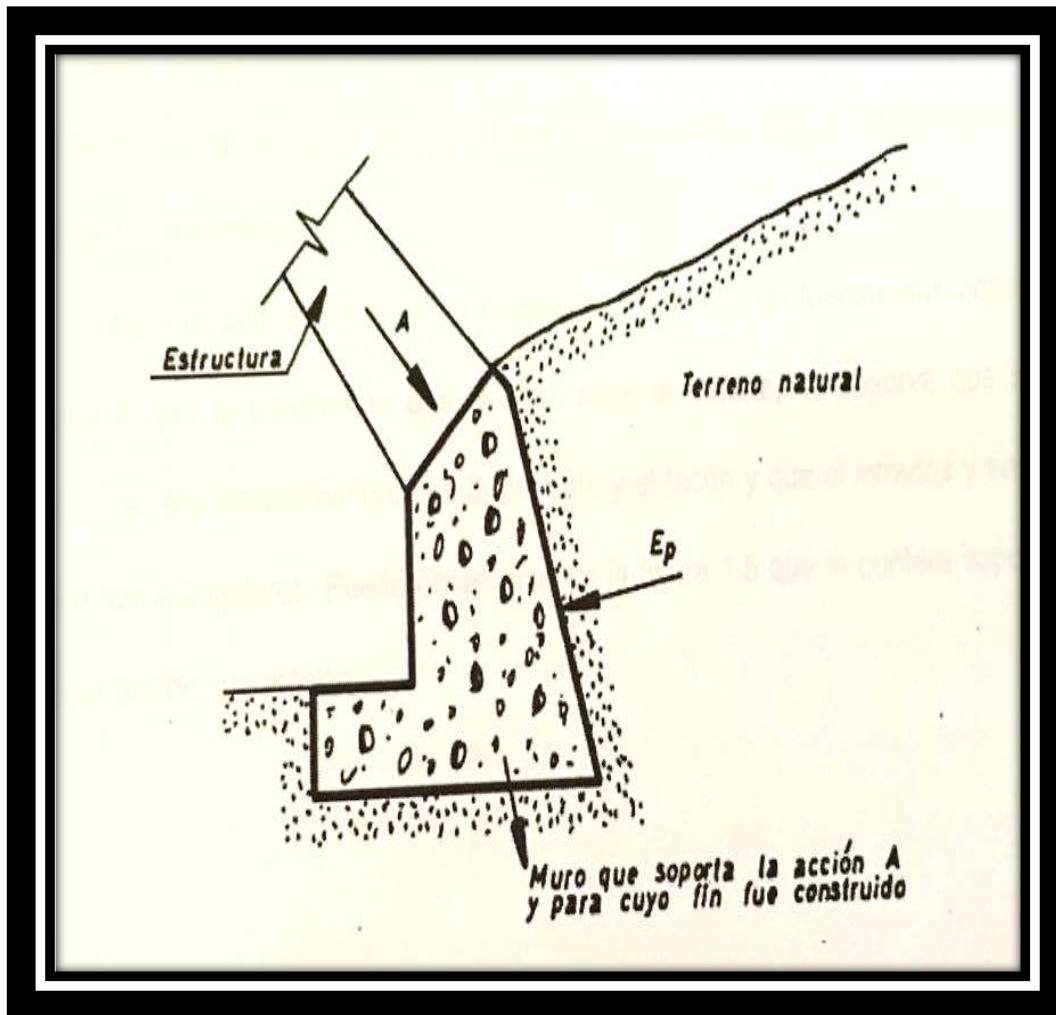


Figura 1.4 Empuje pasivo. (Fuente: Barros; 1974:14)

1.3.1 Teoría de empujes de tierras.

En la ingeniería civil las estructuras de contención, cumplen con la función principal que es soportar lateralmente una masa de suelo. La presión que el suelo

ejerce sobre estas estructuras se llaman empujes de tierras y debe determinarse antes de planear el proyecto para que éste sea adecuado en su totalidad.

La teoría general del empuje de tierras se desarrolla, según Sowers (1993), partiendo de los esfuerzos en una masa de suelo extremadamente grande y a nivel. El esfuerzo vertical total en una masa de suelo a una profundidad z será igual al peso de la tierra hasta dicha profundidad. Cuando hay presencia de agua subterránea, el esfuerzo vertical se puede separar en dos componentes: el esfuerzo neutro y el esfuerzo efectivo. La fórmula del esfuerzo neutro será: $\sigma_v = \gamma z$, y la del esfuerzo efectivo será: $\sigma_v' = \gamma z - u$.

1.3.2 Empujes de tierras en reposo.

Las condiciones de esfuerzos a las que estará sometido un elemento de suelo a una profundidad z en una masa de tierra a nivel serán entonces los siguientes.

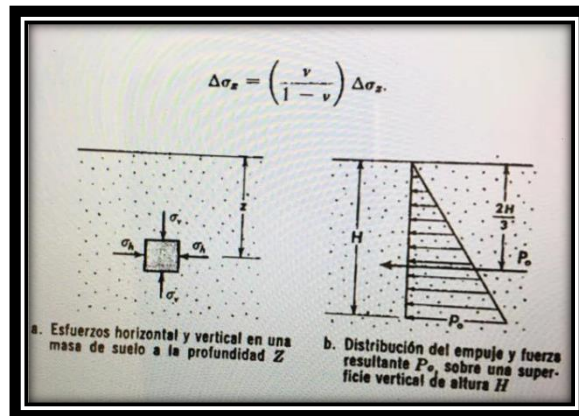


Figura 1.5 Condiciones de esfuerzo en un elemento de suelo a profundidad z en una masa a nivel (Fuente: Sowers 1993; 417).

1.3.3 Empuje activo de tierras.

“Si el muro vertical sin movimiento y sin fricción, a que se refiere a la condición de reposo, se le permite mover alejándose del suelo, cada elemento de suelo adyacente al muro se podrá expansionar lateralmente. El esfuerzo vertical permanece constante, pero el esfuerzo lateral o empuje de tierras se reduce”.
(Fuente: Sowers, 1993; 419)

Al principio, la reducción del esfuerzo será elástico y proporcional a la deformación, sin embargo, a medida que la diferencia entre el esfuerzo mayor y menor vaya aumentando, a consecuencia de la reducción del esfuerzo lateral, el diámetro de la circunferencia de Mohr aumenta hasta llegar a tocar la envolvente de falla. En este momento, el empuje habrá alcanzado un mínimo, entonces las condiciones de los esfuerzos ya no son elásticas, la masa de suelo tras el muro está en un estado de falla por cortante o en equilibrio plástico y un movimiento adicional del muro hará que la falla continúe con poco cambio en el empuje.

Según Sowers (1993) el empuje horizontal p^A a cualquier profundidad z para arenas y gravas secas se puede hallar por el diagrama de Mohr en la falla, será entonces:

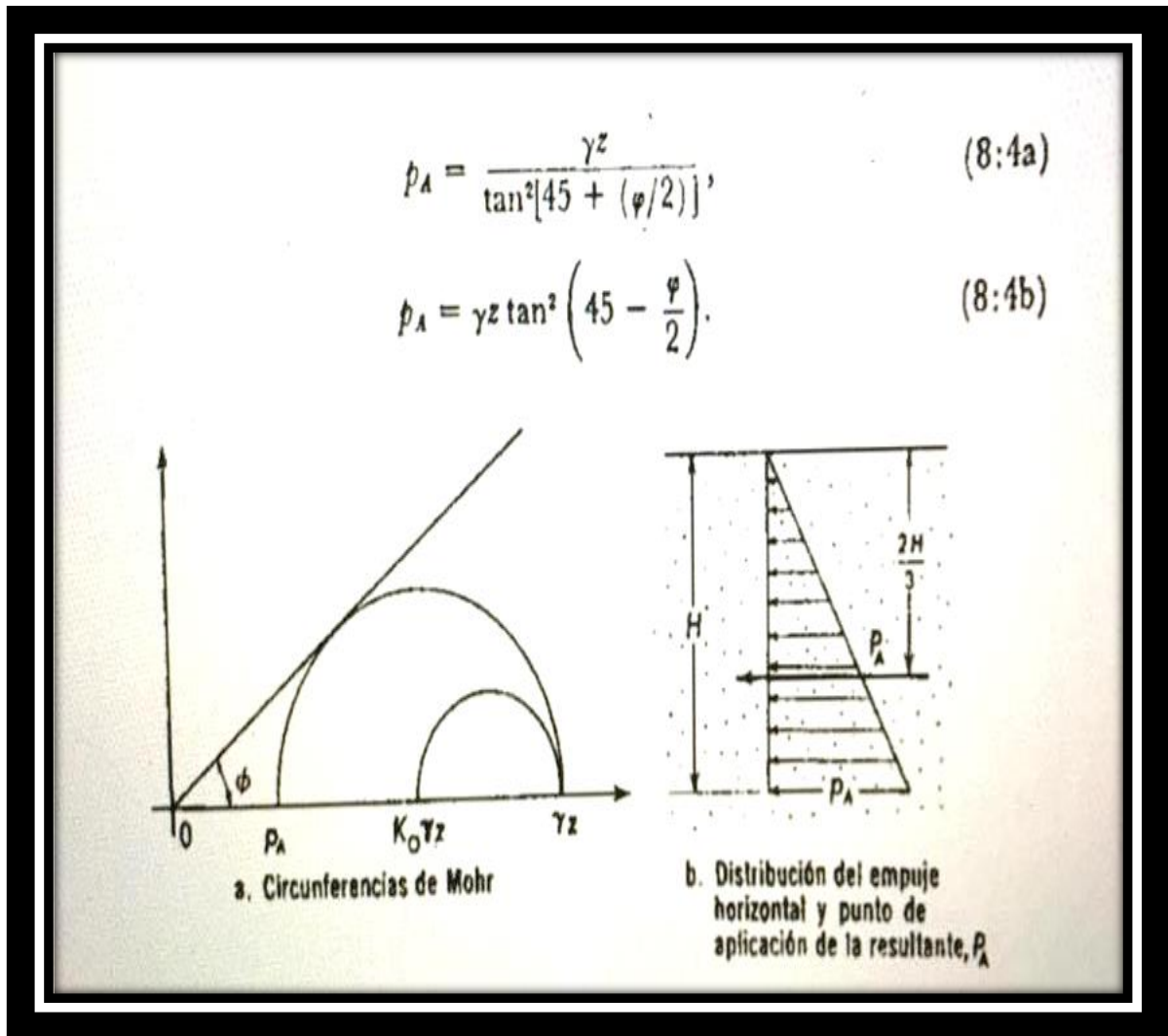


Figura 1.6 Empuje activo en suelos no cohesivos; arenas y gravas.

(Fuente: Sowers 1994; 419)

La expresión $\tan^2(45 - \phi/2)$ se llama coeficiente de empuje activo de tierras y se representa de manera: K_A . El estado de falla por cortante que acompaña al empuje mínimo se llama estado activo. Entonces, la fuerza o empuje resultante llamado p^A por unidad de longitud de muro, para arena seca, se puede encontrar

por la expresión del empuje activo que es: $p^A = (\gamma H^2 K_A)/2$. La línea de acción está en el centroide a una profundidad $2H/3$.

En el caso de que la arena se encuentre bajo el agua tendrá que considerarse el esfuerzo neutro. El empuje activo efectivo se calcula entonces por la presión vertical efectiva y K_A .

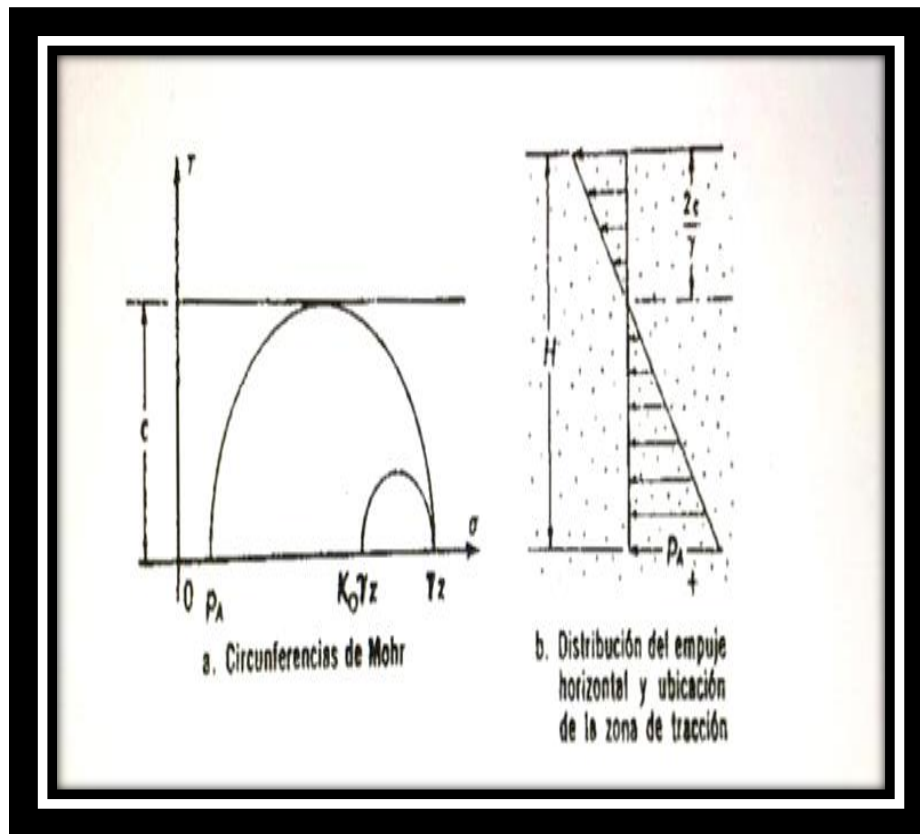


Figura 1.7 Empuje activo en suelos cohesivos saturados; arcillas sujetas a esfuerzos cortantes sin drenajes. (Fuente: Sowers: 1993; 421)

1.4 Tipos de muros de contención.

Según Merritt (2008) existen tres tipos de muros: el muro de gravedad de concreto, el muro de contención en voladizo y el muro de retención de contrafuerte, cada uno basado en un criterio de diseño diferente y también destinado para diferentes situaciones. De estos se puede elegir el que mejor se adapte a las necesidades del terreno y del diseñador.

1.5 Muro de gravedad de concreto.

El muro de gravedad de concreto suele ser económico hasta una altura de 7 metros y utiliza su propio peso para resistir las fuerzas laterales tanto de la tierra como de otros materiales que puedan ejercer algún efecto sobre el muro. Generalmente son macizos a tal grado que no requieren de refuerzo alguno. Las fuerzas que actúan sobre el incluyen el peso propio, el peso de la tierra en la parte posterior en pendiente y talón, la presión lateral de la tierra y la presión resultante del suelo sobre la base.

1.6 Muros de contención en voladizo.

“Este tipo de muro resiste el empuje lateral de la presión de la tierra por medio de la acción en voladizo de un tallo vertical y una base horizontal” esto según (Merritt 2008; 8.83) Este tipo de muros son económicos para alturas que van de los 3 a los 6 metros, si son más bajos es conveniente cambiar el diseño al de un muro de gravedad como ya se mencionó. Generalmente la fuerza que actúa

en el tallo es la presión lateral de la tierra y esta incluye efecto de la acción de congelación.

1.7 Muros de concreto armado.

En este tipo de muros existen diversas clasificaciones las más usuales son cuatro y se describen a continuación:

Muro clásico: este tipo de muros son los más utilizados cuando las condiciones son óptimas y permiten su construcción, en este muro se toma la opción de usar o no el tacón, frecuentemente no se hace la construcción de esta parte porque no resulta ser muy necesaria, este muro se caracteriza principalmente por la libertad que tiene para ser efectuado en obras, por el destierre en las zonas de la puntera y como ya se mencionó por su opción de uso del tacón.

Muro carente de puntera: este tipo de muro se caracteriza principalmente porque para su construcción no se usa la puntera, frecuentemente se usa este tipo de muro cuando es muy difícil construir la puntera por razones del terreno que simplemente los impidan ya sea terreno muy pequeño sin accesos a los lados, la existencia de dependencias fabriles, conducciones, etc. La ventaja de este muro de contención se debe a su estabilidad, por la gravitación que ejerce sobre el talón de las tierras esto hace que el momento de vuelco disminuya gracias a que no existe la puntera, en el siguiente apartado se muestra una clara imagen de este ejemplo mencionado.

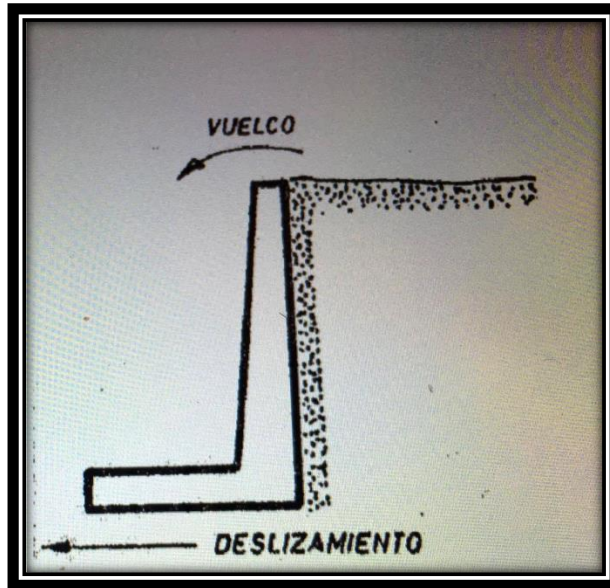


Figura 1.8 Muro carente de puntera.

(Fuente: Barros, 1974; 22)

Muro carente de talón: Este tipo de muros de contención se llegan a usar cuando en el terreno existe roca muy difícil de penetrar el terreno para así dar lugar al hueco del talón que constituye el muro. Una de sus grandes ventajas es que las punteras que los constituyen ayudan a soportar el vuelco provocado por el efecto del empuje activo. Estos muros también son conocidos como 'Muros de Ménsula' y solo es conveniente usarlos para alturas no mayores a los 10 metros, cuando los muros sobre pasan esta altura es muy recomendable que se incluyan los contrafuertes.

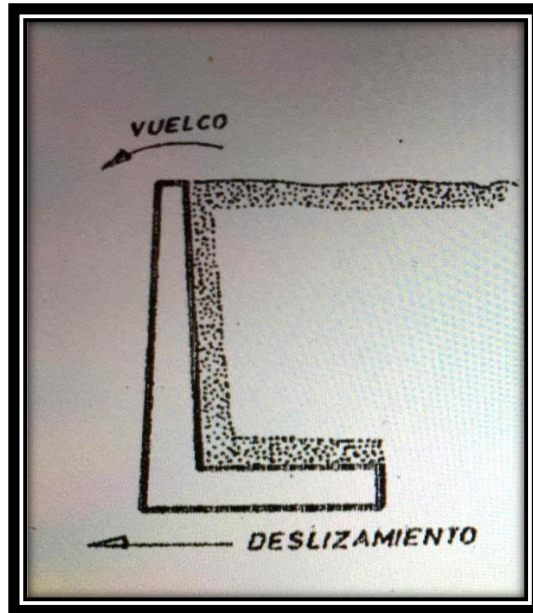


Figura 1.9 Muro carente de talón.

(Fuente: Barros, 1974; 22)

Muros de contención con contrafuertes: Los contrafuertes son amarres ubicados entre el tallo vertical de un muro y su base. Se colocan en el lado de tierra del tallo. Este tipo de muros son económicos para alturas, para las cuales los muros de gravedad y en voladizo no son adecuados, es decir, de 6 metros en adelante. La cara vertical resiste la presión lateral de la tierra como si fuera una losa debido al apoyo de los contrafuertes.

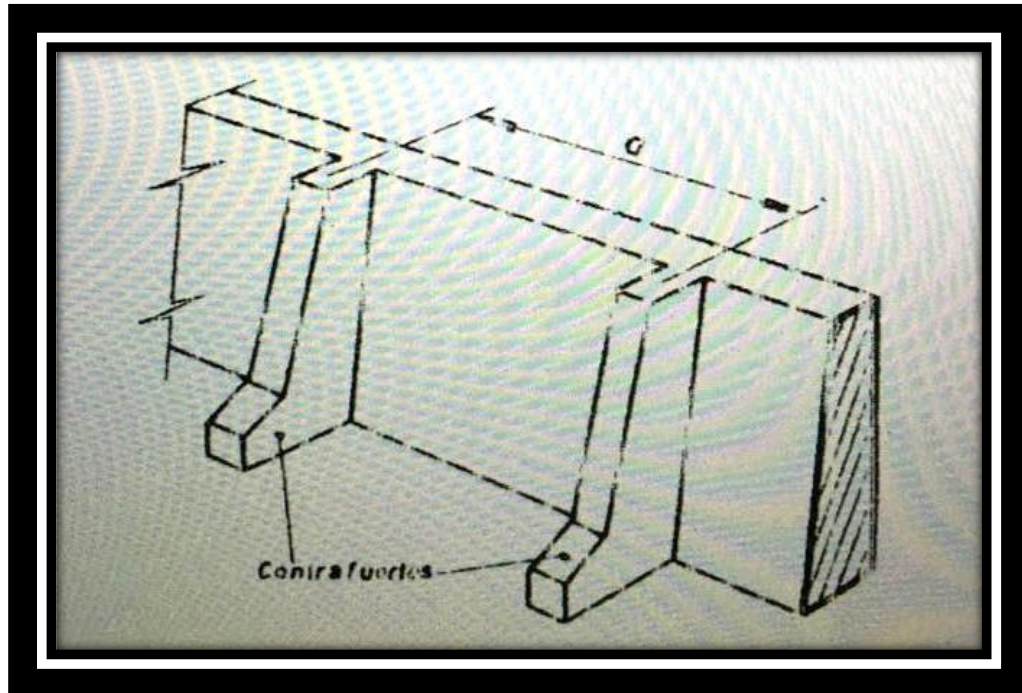


Figura 1.10 Muro con contrafuertes.

Fuente: (Barros, 1974; 23)

1.8 Tipos de falla en un muro de contención.

A consecuencia de un mal diseño, de un mal cálculo o por falta de estudio en el suelo del terreno, el muro puede llegar a presentar características que afectan su buen funcionamiento, esto se le conoce como fallas y estas son hechas por distintas razones y son diferentes de un tipo de muro a otro, para solucionar dichas fallas existen varias soluciones pero debemos basarnos en el tipo de muro y en la gravedad de la falla presentada.

1.8.1 Fallas en un muro de concreto en masa y mampostería.

Según Barros, en este tipo de muros no se presentarán las fallas por rotura de alzado, puntera y talón por no existir dichos elementos, no obstante, siguen existiendo el vuelco, el deslizamiento, así como el vuelco producido por escasez de peso propio del muro.

1.9 Muros de concreto en masa y mampostería.

“La forma clásica de los muros de concreto en masa, así como los de mampostería es la sección trapezoidal, pero no obstante existen tantas formas variadas como necesidades constructivas y caprichos del proyectista. Dado que lo que aquí se pretende es describir las formas más usuales para su posterior cálculo, mediante expresiones gráficas daremos una visión de su conjunto” según (Barros, 1974; 24), como ya se menciona la forma más utilizada para este tipo de muros es la trapezoidal, aun que puedan variar, todo esto va a depender de las condiciones de terreno y las características que el proyectista necesite.

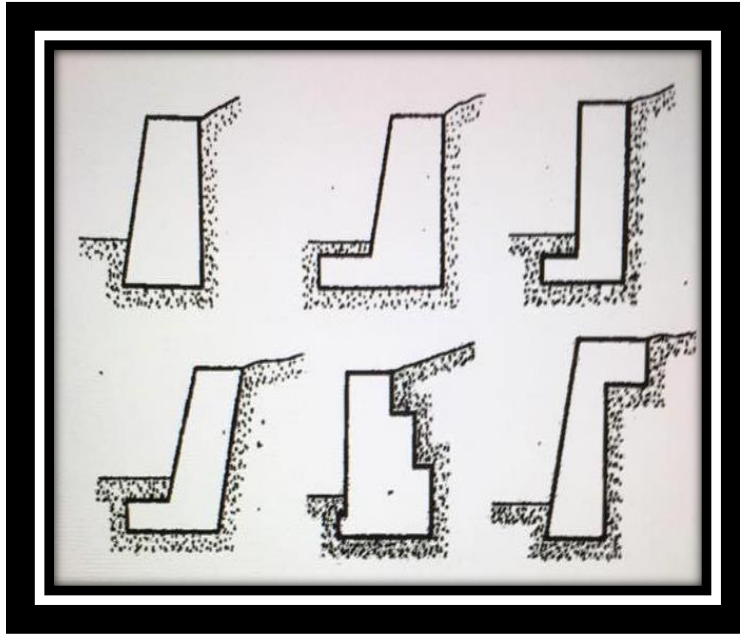


Figura 1.11 Formas para un muro de concreto en masa.

(Fuente: Barros, 1974; 25)

1.10 Muros de concreto armado y algunas de sus fallas comunes.

En este apartado es importante hacer hincapié al reconocer el tipo de fallas que puede llegar a tener una estructura de retención, esto es mencionado por Barros (1974) las fallas más comunes que pueden darse en un muro son cinco.

- Deslizamiento.
- Rotura de Alzado.
- Vuelco.
- Roturas de la Puntera y Talón.
- Falla por Deslizamiento.

El deslizamiento: Se lleva a cabo con el efecto del empuje activo de la tierra y si el tacón y/o puntera no han sido bien diseñadas. Como consecuencia la estructura tiende a desplazarse en el sentido que le obligue el empuje activo. Para solucionar este problema es necesario aumentar la dimensión del tacón o el grosor del puntero en la respectiva base.

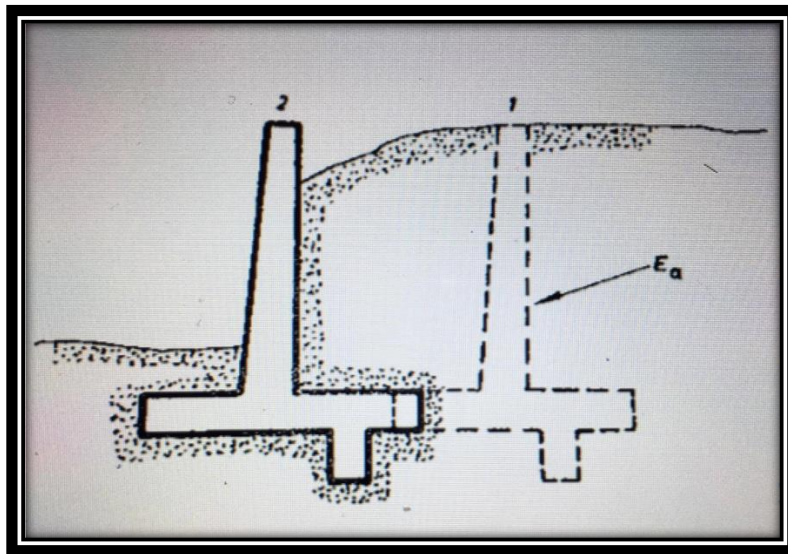


Figura 1.12 Falla por Deslizamiento.

(Fuente: Barros, 1974; 17)

Rotura del Alzado: Este tipo de fallas se presentan cuando no se hace un buen cálculo en la armadura de la unión y el alzado de la base, ya que en este punto se presenta un momento y un esfuerzo cortante, estos pueden ser la causa principal si no fue tomada en cuenta, para la solución de este problema se lleva a cabo la colocación de una armadura que disminuya estos efectos.

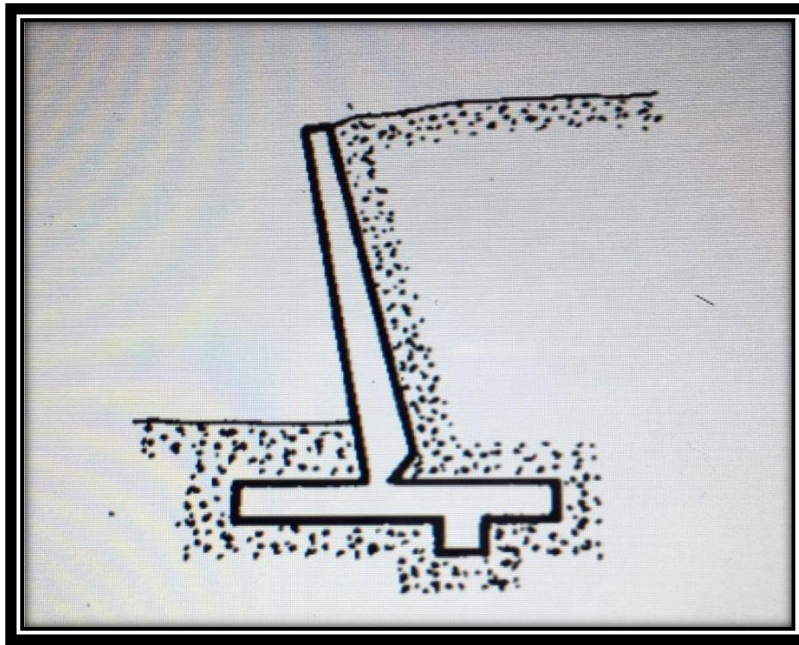


Figura 1.13 Falla por Rotura del Alzado.

(Fuente: Barros, 1974; 17)

Falla por Vuelco: "La puntera ejerce una acción intensa sobre el terreno, si resulta que dicha acción en ese lugar supera la resistencia mecánica del terreno, la puntera produce un asiento del terreno y tiende a provocar el vuelco", esto según (Barros, 1974; 16), la solución más usual para este tipo de casos se lleva a cabo aumentando la superficie del asiento de la puntera, debido a que cuanto mayor sea la superficie de la puntera, menor será la presión que ejerce sobre el terreno.

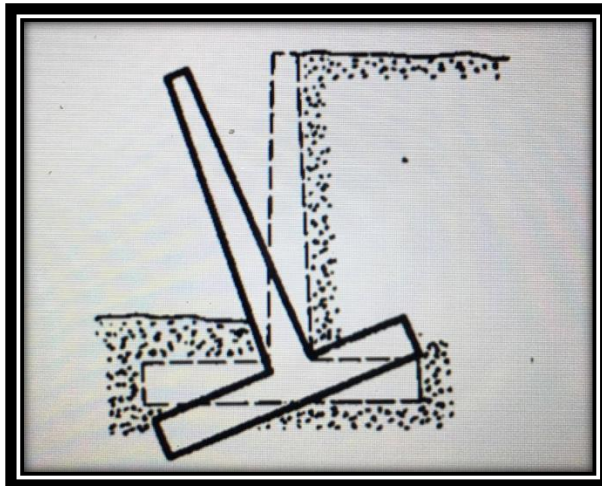


Figura 1.14 Falla por Rotura del Vuelco.

(Fuente: Barros, 1974; 17)

Rotura en Puntera y Talón: En caso de que la puntera y el talón lleguen a fallar es porque no fueron armados de acuerdo a los resultados que se obtienen del estudio de sus esfuerzos estos pueden resultar dañados por grietas que harán que los elementos fallen.

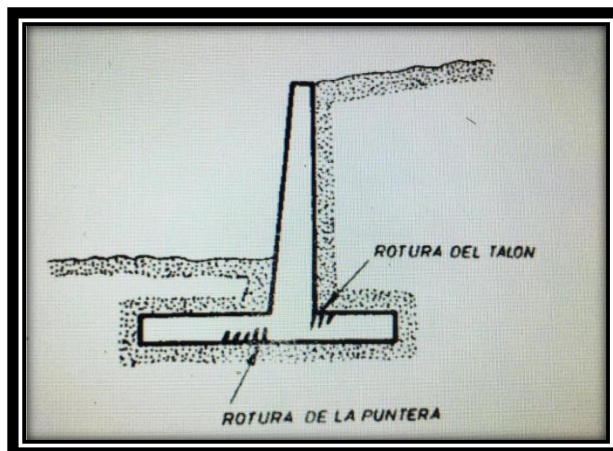


Figura 1.15 Falla por Rotura en Puntera y Talón.

(Fuente: Barros, 1974; 17)

Falla por Deslizamiento Profundo del Suelo: En este tipo de fallas se dice que la resistencia del terreno sobre el cual se desplanta la estructura es uniforme en toda profundidad, esto no siempre es cierto. También es posible que al momento de hacer el estudio de mecánica de suelos a una cierta profundidad se obtenga cierta resistencia y capacidad de soporte, pero esto puede cambiar a escasamente un metro de profundidad.

1.11 Materiales constructivos para muros de contención.

Según Barros (1974), para la construcción de los muros de contención, se utilizan diversos materiales, dependiendo del terreno y del diseño que se le asignará al muro, los materiales para su construcción pueden ser concreto armado hasta la misma piedra, en caso de que el muro sea de mampostería. Para los muros de contención se descarta completamente el ladrillo, debido a que sus condiciones no son viables en cuanto a duración y seguridad.

En este caso se elegirá un muro de mampostería se debe de cuidar principalmente que sus elementos escogidos cumplan con la dureza exigida, así como su poder de resistencia a los efectos meteorológicos.

1.12 Características del terreno.

Al elegir el predio donde se va a llevar a cabo la construcción del muro se deben tomar en cuenta varias propiedades del mismo, estas son las características del suelo del terreno y las presiones que se van a ejercer sobre la tierra cuando el muro sea construido. Una propiedad importante que se debe

analizar también, es el ángulo de rozamiento para asegurarnos de que el terreno no perjudique al muro o viceversa.

1.13 Clasificación del terreno.

La clasificación del terreno, se refiere principalmente a la capacidad de aguante del terreno, esto se debe considerar frente a las cargas de cimentación. Es por eso que el estudio de mecánica de suelos del terreno donde el muro será desplantado es de suma importancia.

Según (Barros, 1974) la clasificación de los terrenos está indicada en la Norma MV-101, Acciones en la Edificación del Ministerio de la Vivienda, esta norma nos especifica detalladamente la división de los terrenos de cimentación: rocas, terrenos sin cohesión, terrenos coherentes y terrenos deficientes.

1.14 Presiones sobre el terreno.

Para determinar una presión admisible en un terreno suele ser aproximada y esto sólo sirve para darnos una pequeña orientación. De acuerdo con la norma MV-101, nos presenta una tabla donde se ven las presiones admisibles sobre un terreno, pero esta tabla nos presenta una dificultad ya que el proyectista no conoce a fondo el tipo de terreno en el cual se va a desplantar la estructura de contención, es por eso que en algunas ocasiones los datos de la tabla no sean aplicables para dicha obra.

Sin embargo, se pueden hacer pruebas conocidas como “in situ” o estudio de suelos cuantas veces sea necesario hasta llegar a conocer con exactitud el tipo

de materiales que se encuentran en el terreno con la finalidad de tener mejores resultados. Otro aspecto importante es que, la presión admisible varía en función a su profundidad, esta puede ser aumentando o manteniéndose constante.

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

Figura 1.16 Tabla de presiones admisibles.

(Fuente: Barros, 1974; 30)

1.15 Reconocimiento.

El reconocimiento del terreno es el primer paso que se debe llevar a cabo en cualquier proyecto de construcción, el objetivo principal del este paso es conocer algunas características del terreno como son: la presión admisible, adherencia y el peso específico, para el reconocimiento del terreno también se debe incluir la edificación a desplantar, debido a que sus cimientos pueden producir empujes elevados.

1.16 Angulo de rozamiento interno de la tierra.

Es representado por la letra ϕ , este es un valor que se determina de manera experimental. A manera de ejemplo, la norma MU-101 muestra los valores de la siguiente tabla:

Clase de terreno	Peso específico y t./m. ³	Angulo de rozamiento ϕ grados
<i>Terrenos naturales</i>		
Grava y arena compacta	2,0	30°
Grava y arena suelta	1,7	30°
Arcilla	2,1	20°
<i>Rellenos</i>		
Tierra vegetal	1,7	25°
Terraplén	1,7	30°
Pedraplén	1,8	40°

Figura 1.17 Valores de ángulo de rozamiento.

(Fuente: Barros, 1974; 33)

1.17 Drenaje en un muro de contención.

Un aspecto que no debe pasar desapercibido es el agua presente en el terreno donde se va a desplantar la estructura de contención, ya que el ángulo de rozamiento interno de las tierras disminuye con el contenido de agua y por consiguiente aumenta el empuje. Para la manipulación de dicho fluido se instala en la parte posterior del muro un sistema de drenaje como se muestra en la figura, este para evitar los posibles riesgos de acumulación de agua.

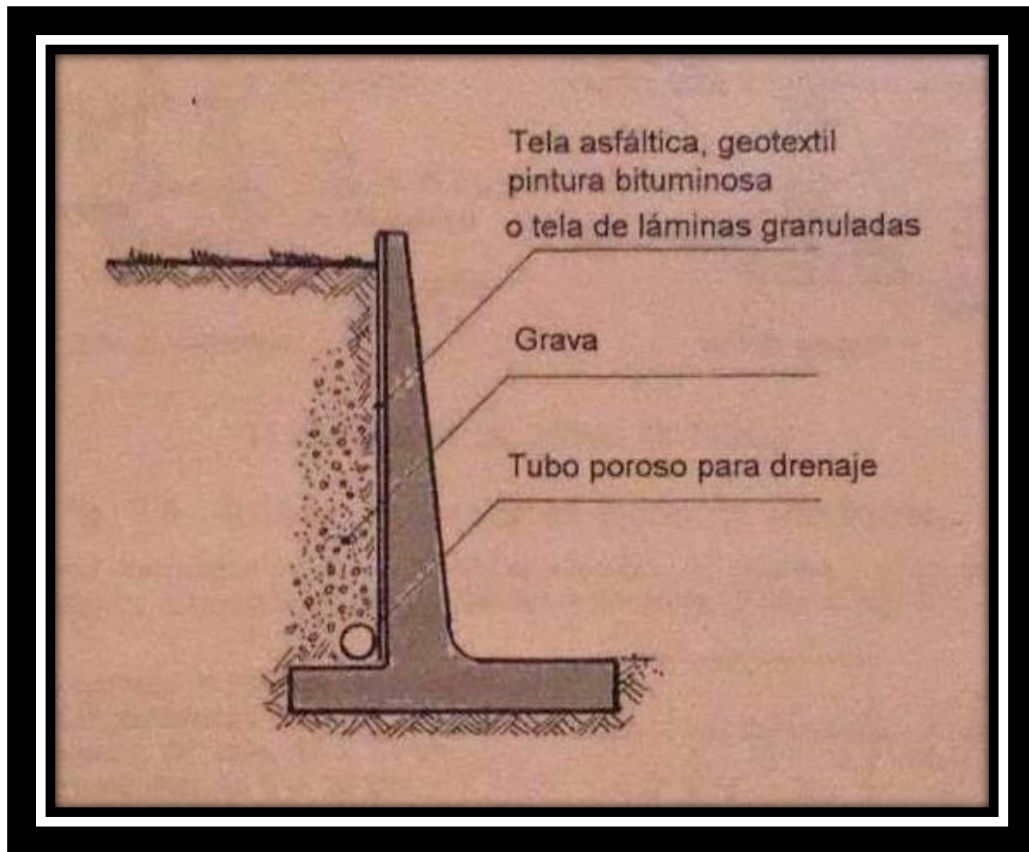


Figura 1.17 Drenaje de un muro de contención.

Fuente: Wikipedia, 2017

Los principales sistemas de drenaje empleados en la construcción de muros de contención se muestran en la siguiente figura.

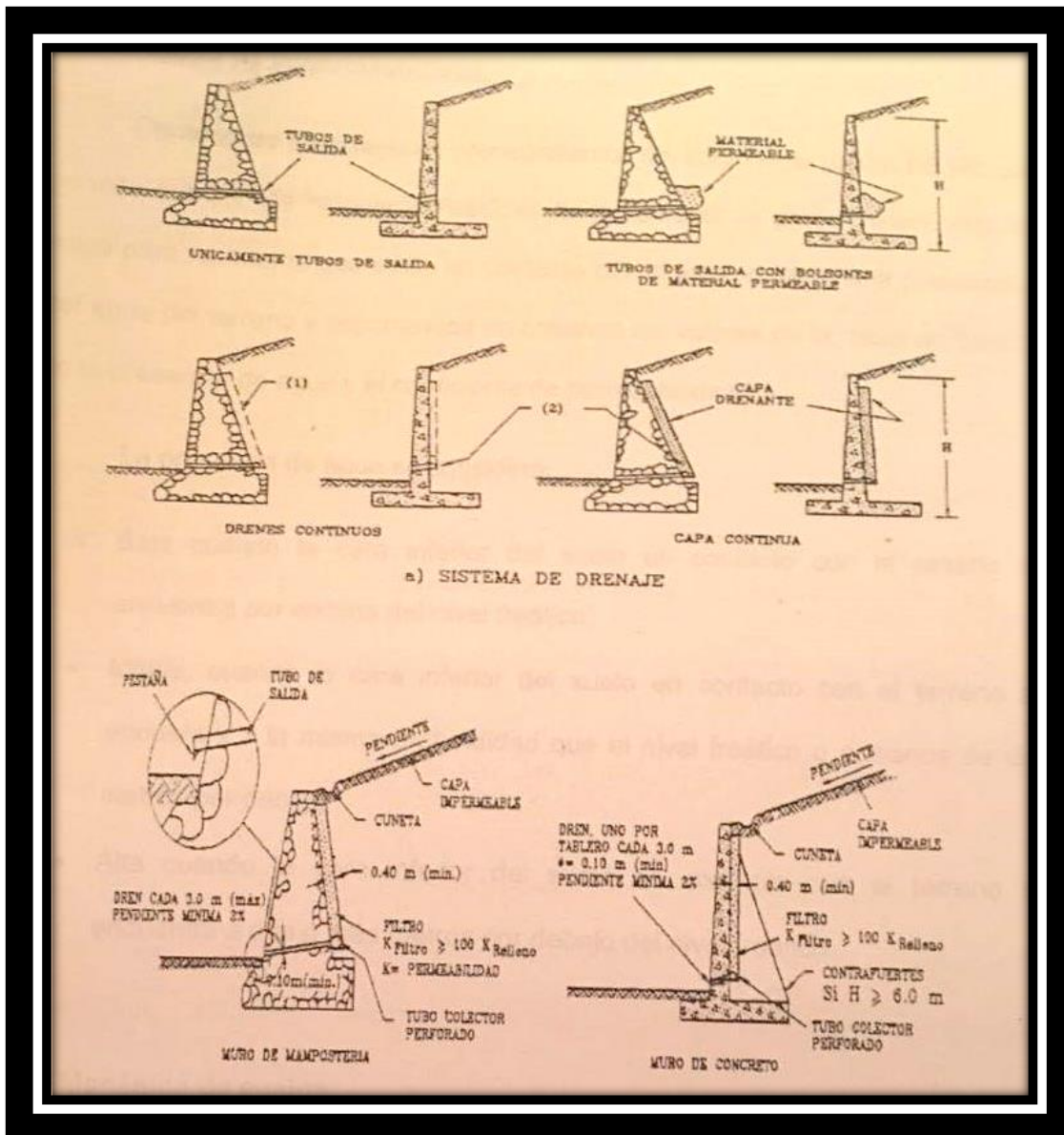


Figura 1.18 Tipos de Drenajes de un muro de contención.

Fuente: Barros, 1974

CÁPITULO 2

MECÁNICA DE SUELOS.

En este capítulo se explica brevemente sobre la conformación de los suelos, su clasificación identificación y generalidades se dejará en claro cada uno de los conceptos utilizados para esta tesis ya que se incluirá un estudio de mecánica de suelos realizado sobre el terreno en el cual se va a desplantar la estructura de contención.

2.1 Definición y Generalidades.

“Es común creencia la de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal”. (Juárez, 2010; 34)

“Suelo” es una palabra que se utiliza en muchos campos y de la cual puede ser diferente el significado según sea el campo en el cual este siendo utilizado. Por ejemplo para un geólogo será todo material intemperizado en el lugar en el que ahora se encuentre, para un agrónomo será la parte superficial de la corteza capas de sustentar vida vegetal.

Sin embargo, para un ingeniero el significado es más profundo. En el área de la ingeniería esta palabra representa todo tipo de material terroso ya sea un relleno de un desperdicio o una arenisca parcialmente cementada. El agua juega

en este caso un papel fundamental debido a que afecta el comportamiento mecánico del suelo y por lo tanto debe considerarse como parte integral del mismo.

2.2 Identificación de suelos.

“Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa. Obviamente la mecánica de suelos desarrollo estos sistemas de clasificación desde un principio”. (Juárez, 2010; 149)

Un sistema de clasificación que quiere cubrir las necesidades correspondientes debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos. Los estudios más destacados para intentar encontrar un sistema de unificación son los efectuados por el doctor A. Casagrande los cuales culminaron en el conocido Sistema de Clasificación de Aeropuertos en la Universidad de Harvard. (Juárez, 2010; 150)

2.2.1 Fundamento del Sistema de Clasificación de Aeropuertos.

“A pesar de que este sistema ha sido ligeramente modificado para constituir el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, ampliamente usado en la actualidad en el mundo, conviene mencionar las bases que A. Casagrande fundamento su criterio para proponer el Sistema de Clasificación de Aeropuertos, punto de partida para todos los esfuerzos de valor que hasta hoy se han efectuado en este campo.

El sistema fue propuesto originalmente en 1942 y se adoptó en enseguida por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América, quien lo aplico principalmente, como queda dicho, a la construcción de Aeropistas” (Juárez, 2010; 151).

2.3 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, se dice que este sistema está basado en los Aeropuertos. Este sistema cubre los suelos gruesos y los finos distinguiéndose unos de otros por el cribado de la malla número 200, las partículas gruesas son mayores que esta malla y las finas menores. Un suelo es considerado grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y es fino si más de la mitad de las partículas en peso, son finas.

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

- a) Gravas y suelos que predominen en estas. Símbolo genérico G (gravel).
- b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico s (sand).

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

Divisiones mayores			Símbolo del grupo	Nombre del grupo		
Suelos granulares gruesos más del 50% retenido en el tamiz nº200 (0.075 mm)	<u>Grava</u> > 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz nº4 (4.75 mm)	grava limpia menos del 5% pasa el tamiz nº200	GW	grava bien graduada, grava fina a gruesa		
			GP	grava pobremente graduada		
		grava con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº 200	GM	grava limosa		
			GC	grava arcillosa		
	<u>Arena</u> ≥ 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz nº4	<u>Arena</u> limpia		SW	Arena bien graduada, arena fina a gruesa.	
				SP	Arena pobremente graduada	
		Arena con más de 12% de finos pasantes del tamiz nº 200		SM	Arena limosa	
				SC	Arena arcillosa	
		Suelos de grano fino más del 50% pasa el tamiz No.200	<u>limos y arcillas</u> <u>límite líquido</u> < 50	<u>inorgánico</u>	ML	limo
					CL	arcilla
<u>orgánico</u>	OL			Limo orgánico, <u>arcilla orgánica</u>		

	limo y arcilla límite líquido ≥ 50	inorgánico	MH	limo de alta plasticidad , limo elástico
			CH	Arcilla de alta plasticidad
		orgánico	OH	Arcilla orgánica, Limo orgánico
Suelos altamente orgánicos			Pt	turba

Imagen 2.1 Sistema Unificado de la Clasificación de Suelos.

Fuente: es.wikipedia.org

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
2. Material prácticamente limpio de fino, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar al grupo GP y SP.

3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

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

- a) Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala)
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (Clay)
- c) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (Organic)

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

Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a alta o baja plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como sea dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e IP), mientras que en el caso actual solo el valor del límite líquido

interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el termino compresibilidad tal como así se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues este puede estar seco parcialmente o pre consolidado.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresible, forman un grupo independiente del símbolo Pt (del inglés peat; turba).



Imagen 2.2 Carta de plasticidad. (Fuente: www.google.com.mx)

Los distintos grupos de suelo finos se describen a continuación en forma más detallada.

Grupo CL y CH

En estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la Línea A, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 7\%$.

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la Línea A, definida por $LL > 50\%$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%, se encasillan en el grupo CH.

Grupo ML y MH

El grupo ML comprende a la zona bajo la Línea A, definida por $LL < 50\%$ y la porción sobre la Línea a con $I_p < 4$. El grupo MH corresponde a la zona debajo de la Línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$ se localizan en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo de Loess, con $25\% < LL < 35\%$ usualmente, caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivados de los feldespatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en

estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas tamaño de arcilla, comparable con la de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. en algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera ML-CL y MH-CH, dada su proximidad con dicha línea.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML O MH.

Los suelos finos que caen sobre la Línea A y con $4\% < I_p < 7\%$ se considera como caso de frontera, asignándosele el símbolo doble CL-ML.

Grupos OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la Línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloide hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha de la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la Línea A.

Grupos PT

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad netamente debajo de la Línea A; El índice plástico normalmente varía entre 100% y 200%.

El Sistema Unificado de la Clasificación de Suelos no se concentra a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca, además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la, mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de sus superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va hacer del material.

En suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionará, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya hacer al material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia de los estados inalterados y remoldeo, condiciones de humedad y características de drenaje.

2.4 Identificación de Suelos.

“El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de Clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de la Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponde según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se situé; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar la clasificación”. (Juárez Badillo: 2010; 158)

Identificación en campo de suelos gruesos: Esta identificación es prácticamente visual. Se extiende una muestra del suelo sobre una superficie plana para poder juzgar de manera aproximada su graduación., tamaño de partículas, forma y composición mineralógica.

Para distinguir las gravas de las arenas se considera el tamaño de 0.5 cm como un equivalente de la malla No. 4 y para considerar las de la malla No. 200 se toman en cuenta las partículas más finas distinguidas a simple vista.

Identificación en campo se suelos finos: Para esta identificación las principales bases son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, sobre todo en suelos orgánicos.

Para la prueba de dilatancia, una pastilla con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiriera una consistencia suave pero no pegajosa, se agita en la palma de la mano golpeándola secamente con la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino no plástico adquiere con esto una apariencia de hígado, mostrando además agua libre en su superficie mientras se le agita, cuando es apretada entre los dedos el agua desaparece y la muestra se endurece.

La velocidad con la que la prueba cambia su consistencia y con la que el agua desaparece son las que definen la intensidad de su reacción e indican el carácter de los finos del suelo. La reacción rápida indica que es arena fina uniforme, no plástica (SP y SM) y algunos limos orgánicos (ML).

Los contenidos ligeros de arcilla coloidal le dan algo de plasticidad al suelo, por lo que su reacción se vuelve más lenta. Un ejemplo de esto son los limos orgánicos e inorgánicos ligeramente plásticos, (ML, OL), las arcillas muy limosas (CL, ML) y muchas arcillas de tipo caolín (ML, ML- CL, MH y MH- CH).

Por último, una reacción extremadamente lenta o nula corresponde a las arcillas situadas sobre la Línea A (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad (OH).

La prueba de tenacidad es se realiza sobre un espécimen de consistencia suave, similar a la masilla. Este espécimen se moldea hasta formar un rollito de 3 mm de diámetro aproximadamente, la cual se amasa y vuelve a enrollar varias veces.

Se debe observar como aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. Sobrepasado el límite plástico, los fragmentos en que se parta el rollito se juntan de nuevo y amasan ligeramente entre los dedos, hasta el desmoronamiento final.

La resistencia en estado seco de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal. Los limos exentos de plasticidad, no presentan ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital. Las arcillas tienen mediana y alta resistencia al desmoronamiento por presión digital.

Color: En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelos, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo: el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos

de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos.

Olor: Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición del aire, aumentando, por lo contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

2.5 Estudio de Mecánica de Suelos.

El formato entregado en un Estudio de Mecánica de Suelos, debe contener al menos las siguientes pruebas que a continuación se muestran y deben describir cada uno de sus componentes, este formato es el usado para el estudio que se realiza actualmente.

PRUEBAS REALIZADAS	SONDEO 1	
	CAPA SUPERFICIAL	ESTRATO
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO (M)		
DESCRIPCION OCULAR DEL SUELO		
NIVEL DE AGUA FREÁTICA		
	COMPRESIÓN TRIAXIAL RAPIDA	
PESO VOLUMÉTRICO PROM. (T/M3)		
COHESIÓN (T/M2)		
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA (°)		
	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	
DENSIDAD DE SÓLIDOS		
CARGA DE PRECONSOLIDACIÓN		

Tabla 2.3 Concentrado de Resultados (Fuente: Manual de pruebas de Laboratorio)

2.5.1 Determinación de peso volumétrico seco.

En dicha prueba se pretende determinar cómo se encuentran distribuidas las partículas pertenecientes al suelo con respecto a la masa que se encuentra retenida en las mallas. Se pretende calcular el porcentaje del total y así clasificar con la curva granulométrica el material obtenido.

2.5.2 Determinación de la composición Granulométrica.

Dicha prueba permite determinar la composición por tamaños de las partículas que integran los materiales empleados para terracerías, mediante su paso por una serie de mallas con la abertura determinada. El paso del material se hace primero a través de las mallas con la abertura más grande, hasta llegar a las más cerradas, de tal forma que los tamaños mayores se van reteniendo, para así obtener la masa que se retiene en cada malla, calcular su porcentaje respecto al total y determinar el porcentaje de la masa que pasa.

El procedimiento para suelos gruesos es el siguiente: con el material extraído del campo se divide la muestra del suelo en pedazos cuyo peso sea de 5 a 10 kilogramos, de ahí se obtendrán aproximadamente 3 kilos de material para pasarlo por las mallas, para estos las mallas se acomodan de manera decreciente.

Después se coloca la muestra del material extraído en las mallas de suelo grueso para que pase a través de estas. Una vez hecho esto, se agita manualmente las mallas para que el material pueda pasar a través de cada una de ellas. Una vez que el material se haya pasado por todas las mallas se pesa el

material que queda en cada malla y se anotan los pesos en las hojas que se anexan en el laboratorio.

El procedimiento para suelos finos es el siguiente: Del material que ha pasado la malla número 4 se obtienen 500 gramos de la muestra. Se colocan las mallas de los suelos finos en orden decreciente. Del material obtenido en la malla número 4 se coloca en las mallas para suelos finos para que pasen a través de estas.

Se agita manualmente las mallas para que el material pueda pasar por cada una de las mallas. Finalmente, una vez que las fracciones de material hayan pasado por todas las mallas se pesa el material que quedo en cada malla y se anotan los pesos en hojas de anexo.

Para el análisis por lavado: Se obtiene una fracción del material que pasa por la malla número 4 y se obtienen aproximadamente 500 gramos de suelos seco el cual se colocara en una charola con el fin de saturarlo de agua hasta quedar cubierto, dejándose reposar por 24 horas.

Una vez que hayan transcurrido las 24 horas se hará el lavado a través de la malla número 200 de la siguiente manera: Con algún instrumento de punta se agitara el material para formar una suspensión. Esta se deja reposar durante 30 segundos, pasado este tiempo se deja caer en la malla número 200, al material que se encuentre en la malla se le agrega un poco de agua para continuar con el lavado, esto se debe realizar hasta que el agua salga limpia.

El material que al final queda en la malla número 200 se coloca en una charola y se pone en el horno para que se caliente hasta que este ya no tenga agua. Una vez que el material ya no tenga agua se procede a realizar el tamizado pasando el material por las mallas número 10, 20, 40, 50, 100 y 200.

Finalmente, una vez que el material haya pasado por las mallas se realiza el cálculo granulométrico tomando en cuenta el material que se eliminó por el lavado haciendo una diferencia de pesos.

Para obtener el porcentaje del material fino que pasa por las mallas se obtiene calculando el peso acumulado del material que pasa por las mallas, a esto se le divide el peso seco de toda la muestra empleando el análisis mecánico combinado.

El porcentaje de grava G (%), se calcula restando al 100% de la muestra lo que pasa por la malla número 4. El porcentaje de finos F (%) es el material que pasa la malla número 200. El porcentaje de arenas S (%) será la diferencia de la suma de porcentaje de grava de finos con respecto al 100% del material.

2.5.3 Determinación de la Humedad Natural.

Esta prueba consiste en determinar el contenido de agua en los materiales para terracerías, con el fin de obtener una idea cualitativa de su consistencia o de su probable comportamiento. La prueba consiste en secar una muestra del material en el horno y determinar el porcentaje de la masa del agua, con relación de la masa de los sólidos.

2.5.4 Determinación de los Límites de Consistencia.

Estas pruebas permiten conocer las características de plasticidad de la porción de los materiales para terracerías que pasan por la malla número 40, cuyos resultados se utilizan principalmente para la identificación y clasificación de los suelos. Las pruebas consisten en determinar el límite líquido, es decir, el contenido de agua para el cual un suelo plástico adquiere una resistencia al corte de 2,45 kPa (25 gr/cm²); este se considera como la frontera entre los estados semilíquidos y plásticos.

El límite plástico o el contenido de agua para el cual un rollito se rompe en tres partes al alcanzar un diámetro de 3 mm; este se considera como la frontera entre los estados plásticos y semisólidos. El índice plástico se calcula como la diferencia entre el límite líquido y plástico. En esta práctica se pretende determinar la característica de plasticidad del suelo que pasa la malla número 4, donde el resultado nos permite identificar y clasificar los suelos finos.

En esta práctica se pretende determinar la característica de plasticidad del suelo que pasa la malla número 4, donde el resultado nos permite identificar y clasificar los suelos finos. Para poder determinar los límites y las contracciones de los materiales se debe tener el material de la siguiente manera:

Del material que se obtiene en campo se extrae cierta cantidad, esta se seca a temperatura ambiente se disgrega. Una vez que el material se encuentra seco se criba y se pasa por la malla número 40, se toman unos 300 gramos del material para depositarlo en una capsula. Ya que el suelo de la cápsula esta

pesado se le agrega agua y se mezcla hasta crear una pasta homogénea. Esta, muestra se deja reposar durante 24 horas para que de esta forma la pasta tenga la humedad correspondiente.

Para determinar el límite líquido del material que se encuentra en humedad se deben seguir los pasos que se mencionan a continuación. Para esta prueba se toma parte de la prueba humedecida y se coloca en la Copa de Casa Grande para determinar los diferentes tipos de humedad.

Para esta prueba se deben de obtener al menos cuatro tanteos para así obtener la humedad de cada uno. Los rangos de golpes a seguir para los tanteos son de: de 15 a 20, 20 a 25, 25 a 30 y 30 a 35. Antes de comenzar con un golpeteo se coloca la masa en la copa y se ranura la mitad de material.

Para realizar este golpeteo se gira la manivela a una velocidad de 2 revoluciones por segundo y así contar las veces que la copa cae, de la misma manera revisar que la ranura se cierra aproximadamente por la mitad. Una vez que se realiza el golpeteo se procede a poner en un recipiente aproximadamente 10 gramos del material golpeado y se seca el, material por 24 horas, hacer esto con los tres diferentes golpeteos.

Para determinar el límite plástico del material que se encuentra en humedad se deben seguir los pasos que a continuación se mencionan.

Se toman 15 gramos de suelos húmedo y se amasan cuidadosamente se harán rollitos de 3 mm de diámetro, se puede apoyar en una placa de vidrio. Para saber si la humedad que se requiere es la correspondiente a cada uno de los

rollitos formados se le aplica cierta presión, si se llega a doblar significa que cuenta con la humedad dentro de un rango plástico y si en lugar de eso se presenta una grieta esto significa que contiene la humedad que se desea.

Al obtener con los rollitos se colocarán en una cápsula pequeña donde pasaran y se pondrán en la estufa a que se evapore el agua. Una vez que no tenga agua se volverán a pesar para determinar el contenido de humedad de los rollitos. Para esta prueba se debe repetir el procedimiento 3 veces para que se promedie y así evaluar el límite plástico.

2.5.5 Determinación del límite de contracción.

El objetivo de esta práctica es la de obtener el límite de contracción, y se calculara siguiendo estos pasos: Comienza obteniendo el material sobrante de la prueba del límite líquido.

El material se coloca en una cápsula, se pesa, se cubre su interior con una capa de aceite. Para llenar la capsula se debe colocar el material en 3 capsulas y la final y al final de la capa se debe de dar unos ligeros golpes para que el material se compacte y expulsa el aire que pueda contener la muestra, al finalizar la última capa debe quedar al ras y se pesa.

Se coloca la cápsula a temperatura ambiente hasta que cambie de color a un color claro, esto se hace para que no se agriete el material, después se coloca al horno durante 24 horas. Pasado el tiempo se saca del horno, se pesa y así se obtiene el peso seco de la muestra.

Se llena de mercurio, ya sea una cápsula de porcelana o un recipiente de vidrio y se engrasa. Se coloca un vidrio sobre esta superficie y se presiona hacia abajo con fuerza para que salga del recipiente el aire atrapado. Lo que quede fuera del mercurio se pesa y este dato obtenido se divide entre el peso el mercurio y así se obtiene el volumen de la pastilla. Se considera que el peso el mercurio es de 13.56.

2.5.6 Determinación de la contracción lineal.

Esta prueba también se realiza con el material sobrante en la práctica del límite líquido. Este material, mezcla de suelo y agua se pone en un molde engrasado que evitará que el material se pegue a las paredes del mismo.

De igual manera el material se coloca en 3 capaz, dándole golpes para sacar el aire. Al final se engrasa con una espátula. Se deja secar el molde a temperatura ambiente por 12 horas. Una vez seco se coloca en el horno durante 24 horas se saca del horno se esa mide la longitud de la barra del material seco y de igual manera se mide la longitud inferior del molde.

Los datos obtenidos se anexan en el formato que corresponde para realizar los cálculos siguientes. Una vez terminados se clasifican mediante la carta de Plasticidad del SUCS.

2.5.7 Determinación de densidad de sólidos.

La gravedad específica se utiliza en la mayoría de los cálculos que acompañan a las pruebas de laboratorio de igual manera se utilizan para

identificar a los minerales, aunque la mayoría de las veces su valor es limitado para fines de identificación de suelos ya que está comprometido dentro de un pequeño intervalo.

En esta prueba se determina la densidad de los sólidos (S_s) que existen en la muestra del suelo. Se coloca en el matraz aproximadamente 200 ml de agua colocándola posteriormente a calentar mediante el proceso de baño maría hasta que obtenga una temperatura de 55° a 60° C.

Se llena el matraz con agua hasta que el fondo del menisco de calibración alcance la marca de calibración del matraz y este quede por debajo del menisco. Se toma la primera lectura de la temperatura del agua dentro del matraz y del peso mismo, de ahí se procede a dejar enfriar el agua dentro del matraz y del peso mismo, de ahí procedemos a dejar enfriar el agua dentro del matraz para obtener las lecturas con decrementos de 1° C y así seguir hasta tener una temperatura menos a 20° C.

Ya obteniendo las lecturas de las temperaturas del peso del matraz se grafican las coordenadas tomando como valor en "X" al rango de temperatura y a "Y" al valor de los pesos.

2.5.8 Cálculo del peso específico relativo.

Para realizar el cálculo del peso específico relativo de la muestra de suelo se utilizará la siguiente fórmula.

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

Dónde:

S_s = Peso específico relativo de la muestra de suelo.

W_s = Peso seco de la muestra de suelo.

W_1 = Peso del matraz + suelo + agua

W_2 = Peso del matraz con agua hasta la marca del aforo, obteniendo de la gráfica de calibración del matriz usando la temperatura del W_1 .

2.5.9 Clasificación en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

El SUCS es el sistema por el cual, en base a las pruebas índice de un suelo, se puede obtener el tipo de material que se está trabajando. Cubre los suelos gruesos y los finos; describiendo las Gravas, Arenas, Limos, Arcillas y Coloides; además de la clasificación en los gruesos de: Bien graduados y Mal graduados; así como en los finos de; Alta o Baja Plasticidad.

2.5.10 Prueba de Compresión Triaxial Rápida.

En esta prueba, la muestra de suelo se coloca dentro de una cámara llena de agua con cierta presión inicial (σ_3) y posteriormente se aplica sobrecarga hasta llevar a la muestra a un esfuerzo máximo. Con los resultados obtenidos se traza la curva esfuerzo-deformación y los círculos de Mohr, resultados que nos indican las características esfuerzo-deformación y posteriormente por medio de la teoría de capacidad de carga obtener la capacidad de carga admisible de ese suelo.

En esta práctica se pretende obtener los parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación, determinando el esfuerzo cortante. Realizando 3 pruebas se realiza una gráfica representando los círculos de Mohr que enseñan los esfuerzos de falla de cada muestra y trazando una tangente de estos, se determinan los parámetros del ángulo, la fricción interna y la cohesión.

Para la elaboración de esta prueba se requiere trasladarse a un laboratorio que cuente con el equipo necesario para realizar la práctica. De una muestra inalterada se hacen cilindros de con dimensiones de 3.6 cm de diámetro y 9 cm de altura aproximadamente. Una vez que la probeta esta lista se pesa y se toman las dimensiones específicas en el formato, anotando los datos.

Después de le pone talco a un condón para evitar que el líquido afecte la probeta y enseguida se le pone el condón a la probeta, esto se realiza con la finalidad de aislar la probeta del agua que se drenara en la cámara. Se procede a armar la cámara de compresión triaxial para colocarla en su mesa de soporte.

Se introduce el agua a la cámara, se coloca el marco de presión y se aplica la presión de confinamiento, esta se aplica por medio de aire comprimido. Se colocará el micrómetro de deformación en el soporte de la cámara apoyada sobre el marco y se ajusta su caratula de acero. Enseguida se le aplica la carga con una velocidad de presión a una razón de 1 mm/min.

Se toman lecturas simultáneas del anillo de carga y del micrómetro de deformación, tomando de base las lecturas del micrómetro de deformación. Las lecturas se suspenden cuando el anillo de carga presenta lecturas inferiores a la

carga aplicada y esta se mantiene constante por cuatro lecturas. Una vez obtenidas las lecturas del anillo de carga y del micrómetro de deformación, se procede hacer el cálculo apoyándose en el formato que corresponde.

2.5.11 Prueba de Consolidación Unidimensional.

El objetivo de esta prueba es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo confinado lateralmente en un anillo con una deformación nula y sujeto a una carga axial, esta carga será la máxima que la estructura transmite al suelo; permitiendo determinar la cantidad de deformación que el suelo tendrá con la consecuente reducción de volumen.

El propósito de esta práctica es el de determinar la velocidad y el grado de asentamiento que presenta la muestra de suelo cuando está sometida a una serie de incrementos de carga.

Para esta prueba se toman los datos de los diámetros y esos del anillo de deformación que se utilizara. Se labrará el anillo de la muestra inalterada utilizando cuchillos o cuters. Se pasa la muestra y se anotan los registros. Se prepara el material para crear la prueba de la densidad de los sólidos. La muestra se coloca con las piedras porosas y el papel filtro dentro de la celda de consolidación para después colocarla en la marca de agua. Una vez que la muestra se encuentra en el arco de consolidación se equilibra el marco y se coloca el cronometro de forma que se marque ceros en la lectura inicial.

Para iniciar la prueba se colocan incrementos de carga a cada periodo de tiempo de 8 horas tomando las lecturas en los tiempos que marca el formato correspondiente. Una vez que terminó el proceso de cargas se debe comenzar el proceso de descarga. Este consiste en disminuir la carga que se agregó en un principio.

Para iniciar la prueba de descarga se toma registro de la deformación existente y se continúa con las lecturas de descarga en un intervalo de 10 a 15 minutos. Una vez que haya terminado el proceso de descarga se desmontara el equipo, se pesa la muestra de suelo y se pone a secar. Del mismo modo se registran los datos en el formato correspondiente.

Ya finalizada la recolección de datos se debe calcular y dibujar las curvas de compresibilidad que comprenden a esta muestra.

Las informaciones sobre estos procedimientos de pruebas se tomaron como base de la normativa vigente ara Estudios Geotécnicos de las siguientes instituciones normativas: Secretaria de comunicaciones y transportes "SCT". Manual de pruebas Geotécnicas del "IMTA" Instituto Mexicano de la Tecnología de Agua.

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

En este capítulo se habla de todo lo relacionado a las especificaciones generales del sitio donde se pretende ejecutar el proyecto en estudio, su ubicación geográfica, sus características geológicas, hidrológicas y usos de suelo circundantes a la zona, también se hablará de algunos aspectos característicos que ayuden a entender el motivo y la necesidad del proyecto.

3.1 Generalidades.

En el presente apartado se da a conocer a detalle los datos necesarios para la ubicación correcta donde será realizado este proyecto, así como las características del entorno del mismo. Esto se hace con la finalidad de que la persona que revise el proyecto tenga una idea clara del lugar en el que se trabaja para esto se agrega también un informe fotográfico del lugar para tener la idea gráfica del sitio.

3.1.1 Objetivo.

Diseñar una estructura de contención de tierra que logre retener el material de un talud del frente de la unidad habitacional ya mencionada, asegurando que el dimensionamiento del muro sea adecuado y seguro, tomando en cuenta el comportamiento de suelo del terreno y justificando el diseño.

3.1.2 Alcance del proyecto.

En este proyecto se presenta el diseño de un muro de contención por gravedad a base de mampostería de piedra. Una vez propuesto el dimensionamiento del proyecto, se continuó con revisar los factores de seguridad que se deben cumplir en dicha estructura, esto se hace con la finalidad de aceptar o rechazar la construcción del mismo.

3.2 Resumen ejecutivo.

Para la elaboración de dicho proyecto toda la información fue recopilada por cuenta propia, el desnivel topográfico fue realizado con un nivel de mano y estatal, el cual fue manipulado por un compañero ya egresado de dicha institución que se dedica especialmente a realizar levantamientos y perfiles topográficos, para el estudio de mecánica de suelos se extrajo el terrón de material para ser llevado a un laboratorio exclusivo para este tipo de pruebas las cuales fueron verificadas y llevadas a cabo con el ingeniero Joaquín Galván Sierra, ya que él es especialista y cuenta con la experiencia adecuada para llevar a cabo pruebas en el laboratorio de suelos, la propuesta del dimensionamiento y cálculos del muro fueron realizados con ayuda del ingeniero y asesor de esta tesis Anastasio Blanco Simiano, además de basarme en los apuntes dictados por el mismo en la materia “Mecánica de Suelos II” y por último la elaboración del plano del muro donde se agregan las especificaciones fue realizado por cuenta propia.

Se llevó a cabo una visita al predio urbano en el cual se desplantará dicha estructura, cabe mencionar que dicho predio se denomina como urbano, pues

aunque se encuentre muy cercano a las faldas del cerro de la Cruz y casi no esté urbanizado, éste se encuentra en una zona que todavía se encuentra dentro de lo que se conoce como “mancha urbana” por lo que se encuentra dentro de los linderos de la ciudad, en la visita realizada al lugar se verifico el estado actual del terreno y las mejorías que debían realizarse para el acoplo de dicha estructura, a continuación se muestra una imagen sobre esto:



Imagen 3.1 Interior de la unidad habitacional representando el talud a retener.

Fuente: Propia.

Esta imagen muestra claramente que el desnivel es muy considerable, es por eso, que se hace la propuesta de una estructura de contención, este problema resultó de una mala nivelación de calle para ser pavimentada en el año 2000, la implementación de un muro de contención es muy importante para retener el talud que ahí se forma y posibles deslaves de un talud que se ubica más arriba de la calle mencionada, este problema se muestra en la imagen siguiente:



Imagen 3.2 Representación del desnivel de la calle con el terreno.

Fuente: Propia.

3.3 Entorno geográfico.

En este apartado se analiza el sitio que se está estudiando desde una posición geográfica para poder ubicarlo desde cualquier parte del mundo, también se posicionará en el país junto con la localización GPS y los estados colindantes, también se agregaron imágenes satelitales para poder ubicar de manera más fácil el lugar.

3.3.1 Macro y Micro localización.

Para referirse a la zona del estudio del proyecto, es preciso hacer mención de que se encuentra localizada en México, el cual cuenta con una gran variedad de climas, desde grandes extensiones de desiertos al norte país, hasta grandes regiones boscosas y selváticas que reportan grandes volúmenes de lluvia anuales al centro y sur del país.

El estado de Michoacán localizado al centro-oeste del país, colindante con los estados de Colima, Jalisco, Guanajuato, Querétaro, México y Guerrero; y además con la costa en el Océano Pacífico, cuenta con 113 municipios y una gran diversificación de climas; llanuras de temperaturas elevadas en la región de tierra caliente, y altos montes que alcanzan temperaturas de -0°C durante el invierno como lo es el cerro de Tancitaro; pero para este estudio nos ubicaremos en el municipio de Uruapan que corresponde a una región boscosa de clima templado con un reporte alto de precipitaciones anuales, además de contar con zonas serranas muy accidentadas pero también cuenta con zonas limosas como lo será nuestra zona de estudio.



Imagen 3.3 Localización del estado Michoacán en el país México.

Fuente: www.patzcuaro.com

Una vez localizados en el municipio Uruapan, es importante saber además, que Uruapan es una región donde el motor de la economía está basado principalmente en la agricultura, con una gran producción anual de aguacate que cuenta con calidad de exportación, considerándose así “La capital mundial del aguacate”, Uruapan cuenta con una extensión de 954.17 km² con una coordenada central en UTM (808,433.10 m. al Este y 2’150,053.65 m. al Norte), está inmerso además en el eje neo volcánico mexicano al centro-occidente del estado; siendo también la transición o punto de unión entre la región de tierra caliente y la meseta purépecha; también es la segunda ciudad más importante del estado de

Michoacán y cuenta con el nacimiento de dos ríos en su interior, el río Cupatitzio que abastece a la mayor parte de la ciudad y el río de Santa Barbara; ambos pertenecientes a la cuenta del río Balsas.



Imagen 3.4 Ubicación del municipio de Uruapan dentro del estado de Michoacán.

Fuente: Google.com

La ciudad de Uruapan está ubicada en la zona centro del estado de Michoacán, estado que comprende el 3% de la extensión superficial del país México, latitud norte 20°24´, latitud sur 17°55´, longitud oeste 100°04´, colinda con los estados de Jalisco, Colima, Querétaro, México y Guerrero, al sur colinda con el Océano Pacífico.

La ciudad de Uruapan está ubicada en las coordenadas 19°25'10'' latitud norte y 102°03'30'' longitud oeste, este municipio colinda con los municipios de Los Reyes, Charapan, Paracho, Nahuatzen, Tingambato, Ziracuaretiro, Taretan, Gabriel Zamora, Nuevo Urecho, Tancítaro, Peribán, Parácuaro y Nuevo Parangaricutiro.

A continuación, se puede apreciar una imagen satelital de la ciudad de Uruapan.

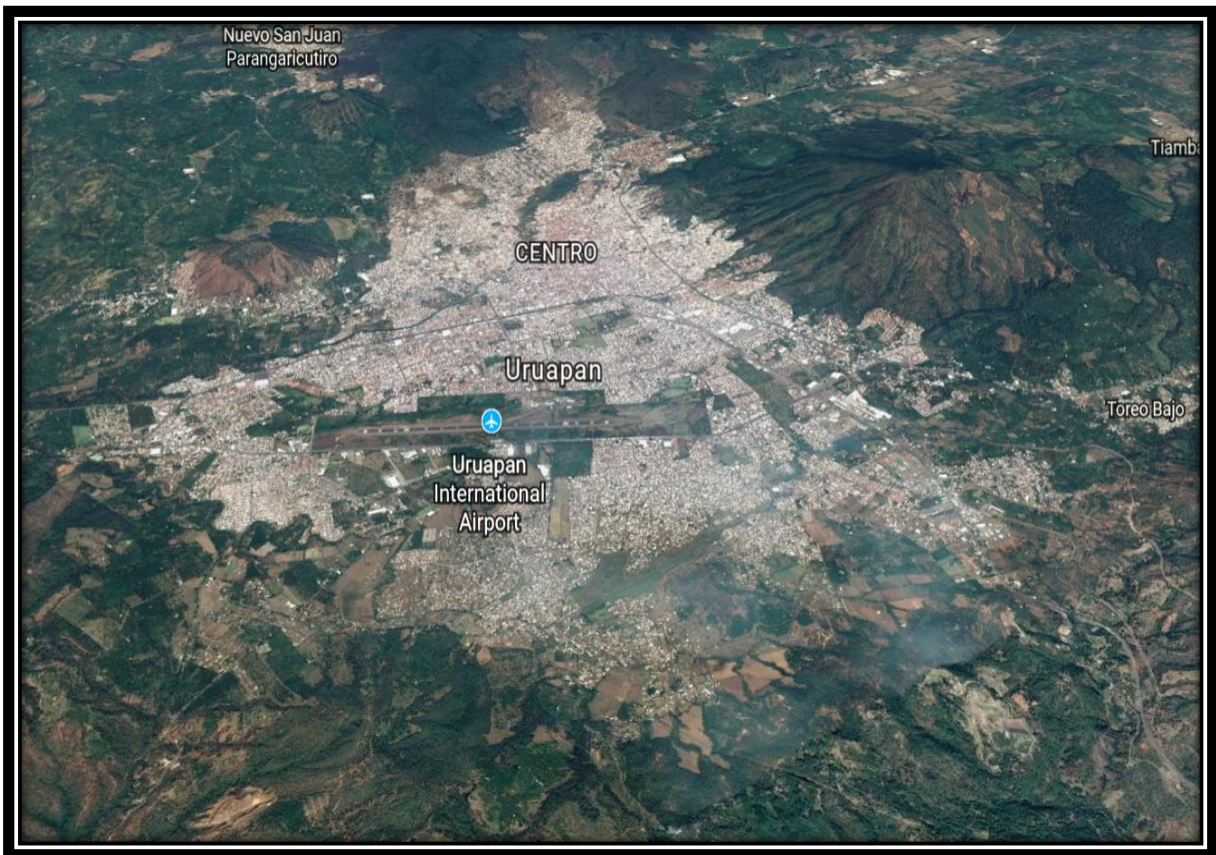


Imagen 3.3 Representación geográfica de la ciudad de Uruapan.

Fuente: Google Earth.

El predio en el cual se llevará a cabo el desplante de la estructura de contención se encuentra al norte de la ciudad de Uruapan muy cercano al centro, la entrada del predio se encuentra ubicado sobre la calzada Benito Juárez a la altura del mercado conocido como “Mercado de La Charanda” y cerca de ahí también se encuentra una pequeña plaza donde se ubica un monumento a “Benito Juárez”, a un costado se encuentra la Casa del Estudiante misma que colinda con la calle Pelagio Rodríguez, por ésta deben avanzarse 5 cuadras hasta llegar a la calle Guayabitos, misma donde a media cuadra se encuentra el terreno que se está estudiando, a continuación se muestran un par de imágenes que muestran claramente la ubicación:



Imagen 3.4 Representación geográfica de la ubicación del terreno.

Fuente: Google Earth.

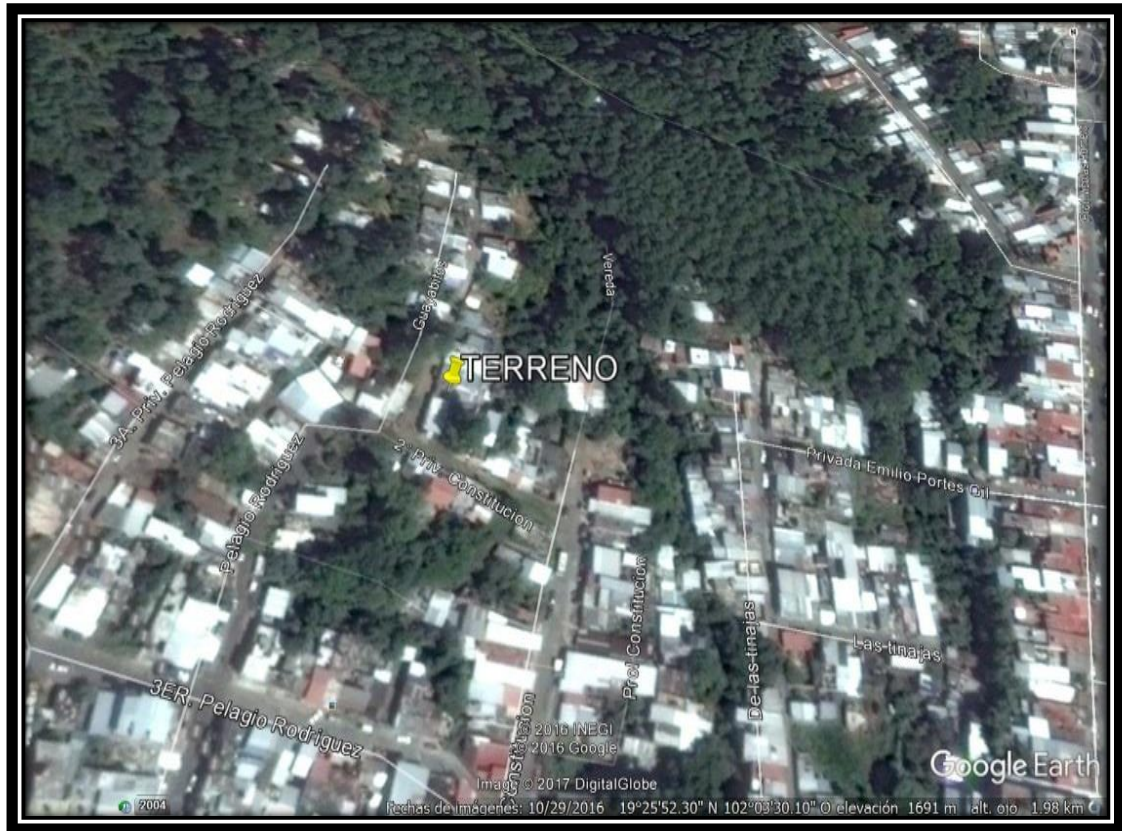


Imagen 3.5 Representación geográfica de la ubicación del terreno.

Fuente: Google Earth.

3.3.2 Geología regional y de la zona de estudio.

Como ya se ha mencionado en apartados anteriores, Uruapan se localiza en el eje neovolcánico mexicano, por este motivo cuenta con una gran variedad de rocas intrusivas y extrusivas sus principales accidentes orográficos son: el cerro de Jicalan, el cerro de La Charanda y el cerro de La Cruz. Dada la ubicación del municipio y el sistema orográfico con que cuenta, y esto, conjugado con la diferencia de elevaciones que van desde los 630 hasta los 3,340 m.s.n.m, y considerando también que debido al clima templado las precipitaciones durante el año son elevadas; Uruapan tiene principalmente un suelo limoso caracterizado por

ser de gran plasticidad conocido como “Charanda”, pudiendo ser confundido con una arcilla, tanta es la similitud, que se pueden hacer ladrillos con este suelo como si se tratara en realidad de una arcilla. Existen regiones dentro de la ciudad que corresponden a suelos transportados por la erosión de los cerros que la rodean, dichas zonas cuentan con una baja capacidad de carga y son principalmente limos arenosos, por consecuente con este proceso se generan también suelos residuales de gran capacidad de carga, cabe mencionar que el municipio también alberga regiones rocosas y regiones de suelos puramente arcillosos.

Finalmente, la zona donde se ejecutará el proyecto corresponde a un suelo transportado, se caracteriza por ser una zona charandosa pero de una alta capacidad de carga.

3.3.3 Hidrología.

Dentro de la ciudad de Uruapan nace el río Cupatitzio, de éste se obtiene gran parte del agua potable de la ciudad al igual que el río Santa Bárbara que nace en la presa de Caltzontzin cruzando por la parte oriente de la ciudad, estos dos forman parte de la cuenca río Balsas.

3.3.4 Usos de suelo regional y de la zona de estudio.

El municipio de Uruapan se caracteriza principalmente por la producción de aguacate y, por ende, la mayor parte del territorio impactado en el municipio es de uso agrícola para el cultivo de este fruto, incluso se ha podido observar en los últimos 5 años una tala desmedida de montes con la finalidad de cambiar la vegetación nativa por el cultivo de aguacate, ocasionando así un gran impacto

ambiental en la región. Uruapan también cuenta con un sector Industrial, que, aunque aún es mínimo. Y finalmente podemos ver que otro de los usos de suelo es el urbano.

Por su parte, la zona del proyecto simplemente es parte de la “mancha urbana” y forma parte de las faldas del cerro de La Charanda, estos terrenos fueron los primeros donados y vendidos a familias por mismos ejidatarios, es por eso que hace mucho no se contaba aun con escrituras ante un notario público, la obtención de las mismas hizo que la compra del terreno fuera más formal y fue como se decidió construir la estructura de contención para poder habitarla en un futuro con mayor seguridad.

3.4 Informe fotográfico.

En este apartado se presentan imágenes que ayudarán al lector a ubicar visualmente el sitio que se está estudiando y también se explicará brevemente el estado en el que se encuentra el terreno.

3.4.1 Problemática.

Como se puede apreciar en la imagen 3.6 el desnivel que ha quedado entre la calle y el terreno es bastante considerable, es por ello que se llevará a cabo la implementación de la estructura de contención, ya que en esta zona las lluvias son abundantes en su temporada provocando que el material del terreno se convierta en lodo con facilidad, esto puede llegar a producir un deslave que afectaría gravemente el interior de la unidad habitacional.



Imagen 3.6 Imagen comparativa del desnivel entre la calle y el terreno.

Fuente: Propia.

3.4.2 Estado físico actual.

En este apartado se muestran fotografías del estado físico actual de la zona en que se ejecutará dicha estructura, en la cuales se puede observar la poca vegetación existente, la posibilidad de acceso a la zona sin problemas, ya que por aquí transitan 5 carros en promedio a diario de los mismos vecinos.

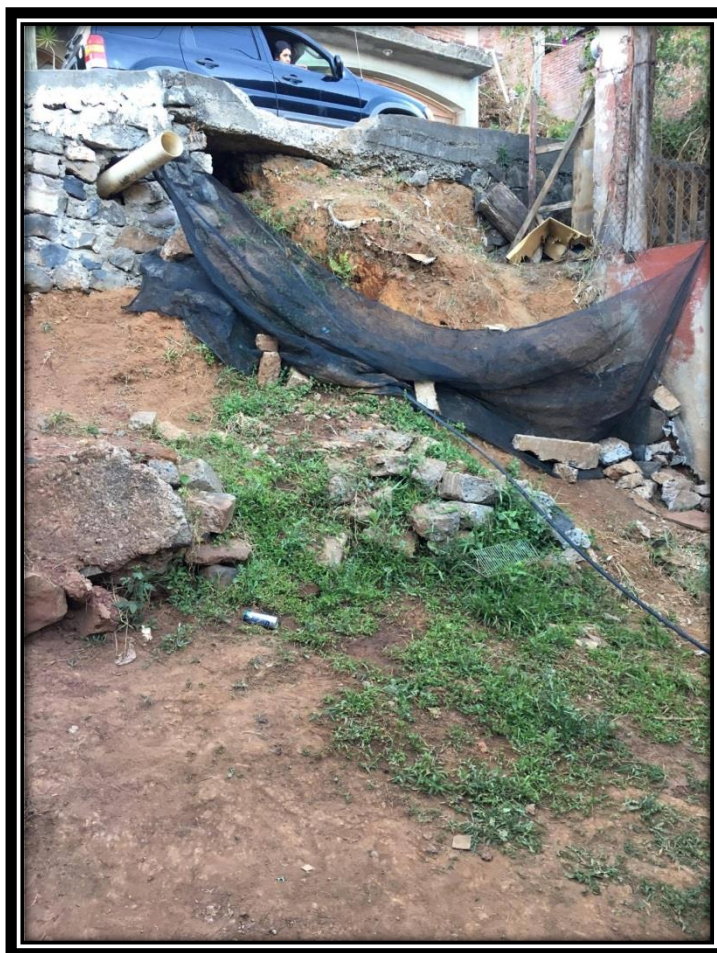


Imagen 3.7 Estado actual del terreno.

Fuente: Propia.

En la imagen 3.8 se pueden apreciar fragmentos de roca y materiales que habían sido arrastrados por lluvias de una pequeña tormenta que acaba de trascorrir en la zona, esto indica la problemática que se lleva a cabo al paso de cada tormenta que ahí se presenta.

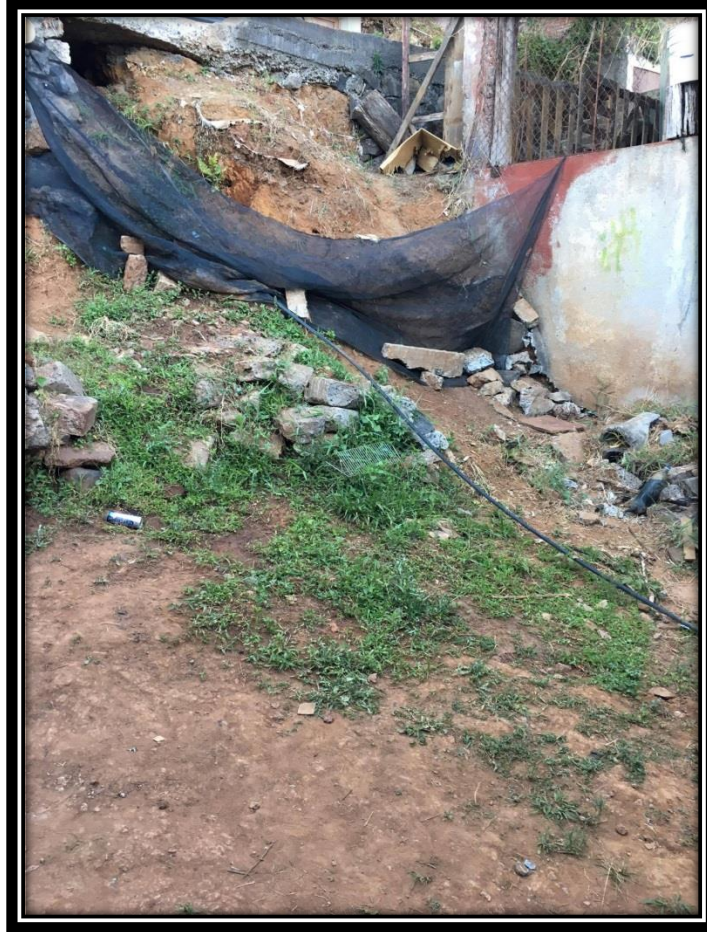


Imagen 3.8 Estado actual del terreno que muestra una problemática del mismo.

Fuente: Propia.

3.5 Alternativas de solución.

Para este sitio se habían pensado algunas alternativas, entre ellas se pensaba realizar el relleno de desnivel óptimo, en el cual se disminuirá considerablemente el desnivel del terreno con la calle, pero haciendo uso de razón y cálculos aproximados se llegó a la conclusión de que el costo sería muy elevado por la implementación de materiales adecuados y la respectiva maquinaria para su

compactación, es por esto que se eligió el uso de un muro de contención para retener el talud que se presenta en el terreno.

3.5.1 Planteamiento de alternativas.

Al haber obtenido la solución más viable, que es la de un muro de contención para este terreno, cuando se haga su análisis y quede muy sobrado o la resistencia no sea suficiente, se podrá revisar el cálculo hasta tener una medida optima con sus respectivos factores de seguridad.

3.6 Proceso de análisis.

Haciendo la verificación del material del terreno y las necesidades del mismo, se llega a la conclusión de realizar un muro de contención a base de mampostería por gravedad, para el cálculo será necesario basarme en las teorías de Rankine y Therzagui, aprendidas en la materia de “Mecánica de Suelos II” impartida por el Ingeniero Anastasio Blanco Simiano, al obtener los resultados adecuados será necesario hacer un análisis de costos sobre los materiales que se van implementar en dicha obra, estos serían la piedra, cemento, arena y grava.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En este capítulo se presenta la descripción metodológica que se utilizó en el desarrollo de esta investigación. Se hará mención del método que se empleó, el enfoque de investigación, el alcance de la investigación, así como el diseño de la misma y los instrumentos que se usaron para la recopilación de información, concluyendo con la descripción del proceso de investigación.

4.1 Método empleado.

De acuerdo con Tamayo y Tamayo (2000), no se puede hablar de investigación, poniendo de manifiesto la ciencia y la epistemología, sin hablar del método científico. El método científico es un procedimiento para descubrir las condiciones en que se presentan sucesos específicos, cuyas características generales son por ser tentativo, verificable, de razonamiento riguroso y observación empírica; este método, no es otra cosa que la aplicación de la lógica a las realidades o hechas observadas, razón por la cual, empieza de las realidades de su interpretación objetiva permitiendo formular los problemas de investigación, delimitarlos y especificarlos; de igual manera, rechazar o eliminar todo procedimiento que busque manipular la realidad en una forma caprichosa, tratando de imponer prejuicios, deseos o creencias que no se ajusten a un control adecuado de los problemas que surjan durante a investigación.

En la presente investigación se aplica el método científico, y se considera que este método será de tipo matemático, ya que se hará de uso de matemática, cálculos y estudios cuantitativos para poder dar solución al diseño del área en cuestión.

4.1.1. Método matemático.

En palabras de Mendieta Alatorre (1992), uno de los primeros conceptos que el ser humano, es la noción de cantidad, se comparan cantidades para obtener nociones derivadas, de importancia, valor económico y capacidad. En cualquier investigación que asiente números de relación constante, variedad de hipótesis y diversidad de comprobaciones para afirmar o negar algo, se está aplicando el método cuantitativo.

Siendo el caso de esta investigación el uso de cálculos matemáticos, el manejo de procedimientos establecidos, análisis de resultados y estudios de tipo cuantitativos, este método se elige como la mejor opción.

4.2 Enfoque de investigación.

En cualquier investigación que asiente números de relaciones constantes, variedad de hipótesis, diversidad de comprobación y estas se toman en cuenta para afirmar o negar algo, se está haciendo aplicación del método cuantitativo. Por dicha razón, se considera que la presente investigación es precisamente de tipo cuantitativo.

El enfoque cuantitativo es esencial y probatorio. Cada etapa procede a una siguiente y no se puede eludir pasos, el orden debe ser riguroso, aunque es

posible redefinir fases. La proyección inicial deberá tomar en cuenta todo esto y definir un modelo de investigación que abarque todos los requerimientos, sin embargo, este podrá cambiarse para ser adecuado conforme se tenga avance en la investigación.

“Parte de una idea, que va acotándose y, una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables, se desarrolla un plan para probarlas; se miden las variables en un determinado contexto; se analizan las mediciones obtenidas (con frecuencia utilizando modos estadísticos), y se establecen una serie de conclusiones respecto a las hipótesis” (Hernández y colaboradores, 2008: 8).

Para este método, la hipótesis se genera antes de recolectar y analizar los datos, es decir que son suposiciones o creencias que deben ser corroboradas o desechadas con los resultados que se obtienen. La recolección de los datos se fundamenta en la medición; misma que se lleva a cabo con la utilización de procedimientos estandarizados y aceptados por una comunidad científica. (Hernández y colaboradores, 2008)

Debido a que los datos son productos de mediciones, deben ser representadas con números (cantidades) y se analizan a través de métodos estadísticos. En el proceso se busca el máximo control, la investigación debe ser lo más objetiva posible, los fenómenos observados y medidos no debe ser afectados por el investigador en ningún momento.

4.2.1 Alcance de la investigación.

La presente investigación se considera como descriptiva. Los estudios descriptivos tienen como objetivo especificar las propiedades, características y los perfiles de las personas, grupos, comunidades, procesos, objeto o cualquier otro fenómeno que sea sometido a un análisis. (Hernández y colaboradores, 2008)

Dichos estudios únicamente tienen la intención de medir o recolectar información de manera ya sea independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, es decir, que su objetivo no es el indicar como se relacionan las mismas. Los estudios descriptivos son útiles para mostrar de manera precisa ángulos o dimensiones de un fenómeno.

4.3 Diseño de investigación.

El término diseño se refiere al plan o estrategia concebida para obtener la información que se desea. En el enfoque cuantitativo el investigador debe utilizar sus diseños para analizar la certeza de las hipótesis formuladas en un contexto particular o para aportar la evidencia respecto a los lineamientos de su investigación.

Para el enfoque cuantitativo, la calidad de una investigación estará relacionada con el grado en que se aplique el diseño tal como fue preconcebido. Sin embargo, en cualquier tipo de investigación el diseño debe ajustarse ante posibles contingencias o cambios de situación.

El diseño empelado es el de no experimental cuantitativo, esto es que la investigación se realiza sin manipular deliberadamente las variables. Es decir que se trata de estudios donde no se hace variar en forma intencional las variables independientes para ver su efecto en otras variables. Lo que se hace es observar fenómenos tal como se dan en un contexto natural. (Hernández y colaboradores, 2008)

En un estudio no experimental no se genera ninguna situación, se observan situaciones ya existentes que no son provocadas intencionalmente. En el análisis que se realiza en este trabajo, se observará las diferencias entre una estructura al usar un método u otro, sin embargo, esto no es provocado ya que los resultados arrojados son producto de la evolución de la construcción y no dependen directamente del proyectista.

Esta investigación es sistemática y empírica en la cual las variables independientes no se manipulan por que ya han sucedido. Las inferencias sobre las relaciones entre las diferentes variables se realizan sin necesidad de la intervención o influencia directa y las mismas se observan tal como se ha dado en su contexto natural.

La investigación no experimental a su vez se cataloga en dos tipos; por su dimensión temporal o el número de momentos o puntos en el tiempo, en los cuales se recolectan los datos. La investigación se centra en analizar cuál es el nivel o modalidad de una o diversas variables en un momento dado. En este caso

el diseño apropiado es transversal o transeccional. Ya sea que su alcance inicial o final sea exploratorio, descriptivo, correlacionar o explicativo.

El diseño de una investigación transeccional o transversal recolecta datos en un solo momento y en un tiempo único. “Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado. Es como tener una fotografía de lo que sucede. (Hernández y colaboradores, 2008)

4.4 Instrumentos de recopilación de datos.

Los elementos utilizados en esta investigación, se mencionan a continuación:

Software AutoCAD 2015: dicho programa se utilizó para hacer el trazo de datos, elaboración de la estructura que se diseñara y la presentación de la misma.

Office Excel 2010: en este programa se llevaron a cabo las tablas que se emplean para hacer cálculos sobre empujes y coeficientes, gracias a las fórmulas que brinda este programa.

4.5 Descripción del proceso de investigación.

Para dar comienzo con esta investigación, se analizó el problema en el cual se centra este trabajo. Se llegó a delimitar y hacer una hipótesis con los cual se trabajó a lo largo de esta investigación. Para dar continuidad se siguió con un procedimiento de investigación documental sobre libros que existen y hablan del tema que se estudió, estos se obtuvieron en la misma biblioteca de la Universidad Don Vasco y en las instalaciones del laboratorio de Mecánica de Suelos.

La investigación en campo se realizó llevando a cabo un perfil topográfico en la calle Guayabito Número 4 de la colonia Buenos Aires, después con la información recopilada se hizo el trazo del perfil en AutoCAD, gracias a este trazo se hizo la suposición de dimensionamiento del muro de contención a base de mampostería.

Después de haber propuesto el dimensionamiento del mismo se llevó a cabo un proceso que consta de la revisión de factores que dan seguridad que por norma este debe cumplir para poderse elaborar, se debía determinar si era seguro, estable y más que nada si el terreno era capaz de resistir el peso que este distribuiría sobre el mismo, todos estos factores debían cumplir con rangos que están dentro de la norma para cumplir con la seguridad.

Al final con todos estos resultados recopilados se realizó una conclusión en la que se tomó en cuenta todo lo observado y cada resultado fue justificado para que este proceso sea exitoso.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

A continuación, se presenta el análisis matemático que se ha realizado con la finalidad de obtener las cantidades totales en pesos requeridos, cargas transmitidas y propiedades del terreno en el cual se llegará a desplantar la obra de un muro de contención.

En seguida se muestra un plano del terreno ubicado en la calle Guayabitos No 4 donde se llegará a desplantar la estructura de contención.

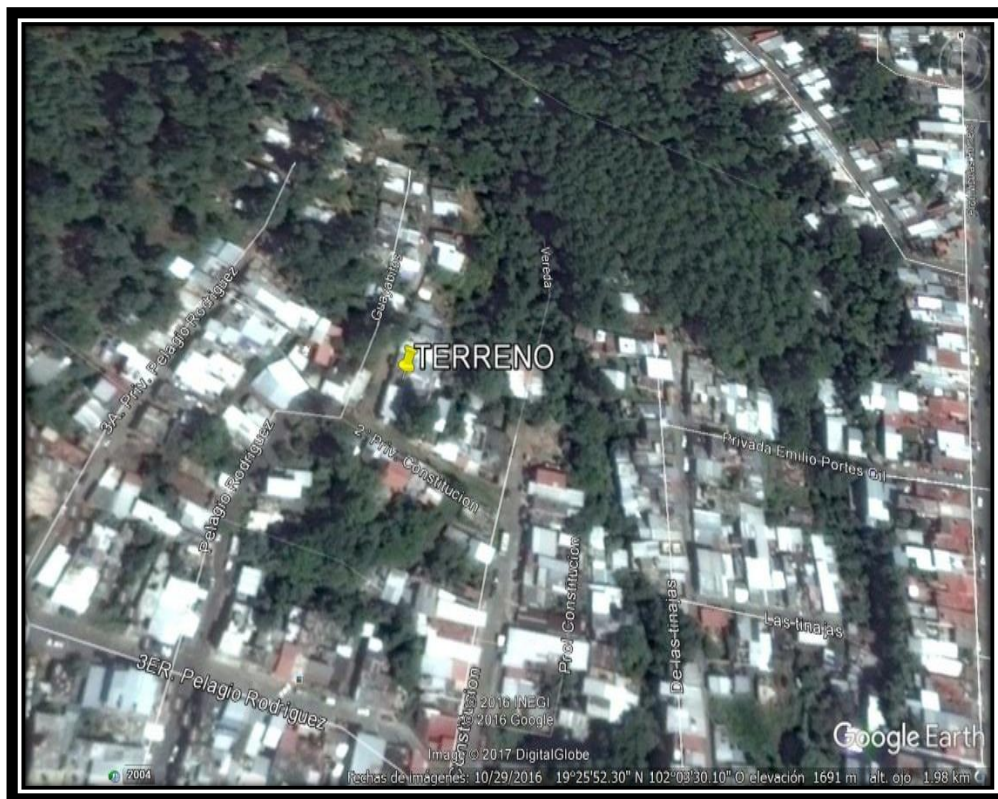


Imagen 5.1 Ubicación del terreno donde se llevará a cabo la construcción.

Fuente: Google Earth



Imagen 5.2 Frente de la unidad habitacional, lugar indicado para la construcción del Muro.

Fuente: Propia

5.1 Información disponible.

Se llevará a cabo el diseño de un muro que se planea construir en la barda delantera del terreno ubicado en la calle Guayabitos este se construirá con la finalidad de que sirva de soporte para un talud que se forma en dicho terreno.

El desnivel del siguiente terreno se obtuvo a través de un levantamiento topográfico, el cual arrojó los siguientes resultados.

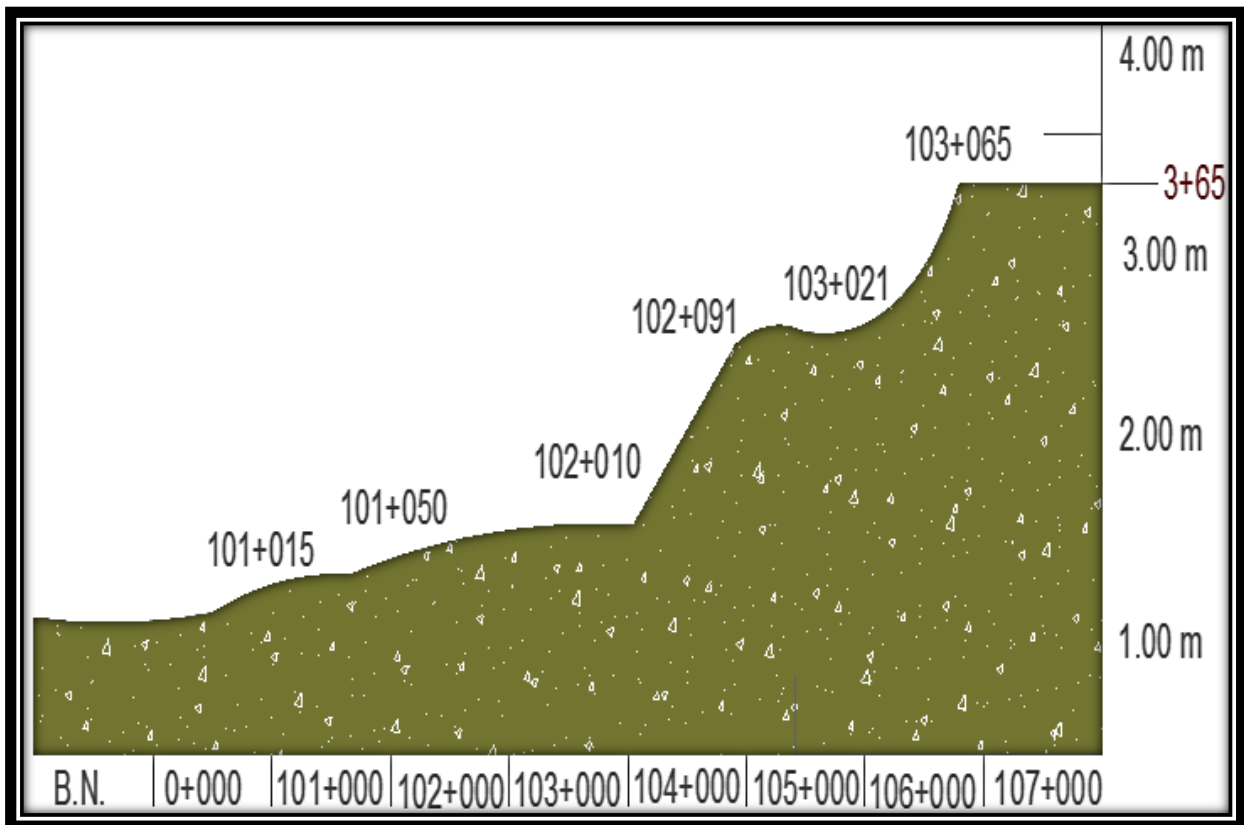


Imagen 5.3 Perfil topográfico del terreno.

Fuente: Propia

Teniendo como dato el perfil topográfico del terreno de desplante, se hizo un estudio de mecánica de suelos en el sitio y se obtuvieron datos favorables y correctos, gracias a que se realizaron en un laboratorio de Mecánica de Suelos con las condiciones favorables para dicho estudio.

Los datos que se dieron a conocer fueron el tipo de suelos y la capacidad de carga de suelo, ya que sin estos datos no puede ser posible llevar a cabo el dimensionamiento de la estructura de contención.

5.2 Estudio de mecánica de suelos.

Capa superficial: La capa superficial se encontraba compuesta de una ligera capa de material orgánico, este tenía un espesor aproximado de 15cm, ahí se encontraba un poco de pasto con tierra ya que se encontraba sin limpiar.

Capa dos: Esta capa estaba compuesta por un material fino de tipo limoso de color chocolate, este tenía un espesor aproximado de 50 cm.

Capa tres: Tenía un espesor aproximado de 50 cm fue el estrato perfecto para hacer la prueba del penetrometro.

No se encontraron niveles de aguas freáticas eso quiere decir que fue nulo o tal vez se encontraba a más profundidad.



Imagen 5.4 Corte representativo de los estratos de la zona.

Fuente: Propia

Las pruebas realizadas para el estudio geotécnico de la muestra extraída, arrojaron los siguientes resultados que a continuación se muestran en la tabla.

PRUEBAS REALIZADAS	SONDEO 1	
	CAPA SUPERFICIAL	ESTRATO 1
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO (M)	DE 0.0 M A 0.15 M	De 0.15 M A 1.0 M
DESCRIPCION OCULAR DE SUELO	Material compuesto de capa vegetal	Material fino de tipo limoso color café
NIVEL DE AGUAS FREATICAS	NULO	NULO

Para la capacidad de carga del terreno, se llevaron a cabo pruebas en el laboratorio por medio de pruebas de resistencia al corte, de los suelos se toma como base la prueba de compresión Triaxial Rápida, teniendo la capacidad admisible para el Sondeo Uno, este estrato tenía una profundidad de 1.0 metro a partir del nivel del terreno natural actual:

CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN TERZAGHI	
DATOS REQUERIDOS	FACTORES
C (ton/m ²)= 4	Nc= 347.51
Df(mt)= 1	Nq= 415.15
B(mt)= 1	NY= 493.56
Y(ton/m ³)= 2.002	
Φ(grados)= 51.43	

CAPACIDAD DE CARGA OBTENIDA
qu= 27.15 t/m
qadm= 9.05 t/m

Una vez obtenida la capacidad de carga admisible (qadm), así se puede comenzar a diseñar el muro de contención que se mostrará enseguida.

5.3 Dimensionamiento propuesto para la estructura de contención.

Verificando los datos obtenidos con el perfil topográfico, se obtiene que el talud tiene una altura de 3.65 m, por consiguiente, teniendo en cuenta las características del terreno y el material que se va a usar, es decir, mampostería de piedra caliza se propone la construcción de un muro de gravedad siendo la mejor opción en este caso, los componentes más importantes para dicho muro es la base de concreto simple y un muro (alma) de mampostería de piedra caliza.

Para el diseño de este muro, además de cuidar su estabilidad requerida, se considerará la revisión de la sección transversal para satisfacer los efectos de flexión y cortante, desarrollados por la presión lateral, comparadas con los requerimientos de diseño para el concreto. De acuerdo con CFE, las bases para proceder a dimensionar el muro de contención, deben ser proporciones basadas en la altura, así como se indica en la siguiente figura:

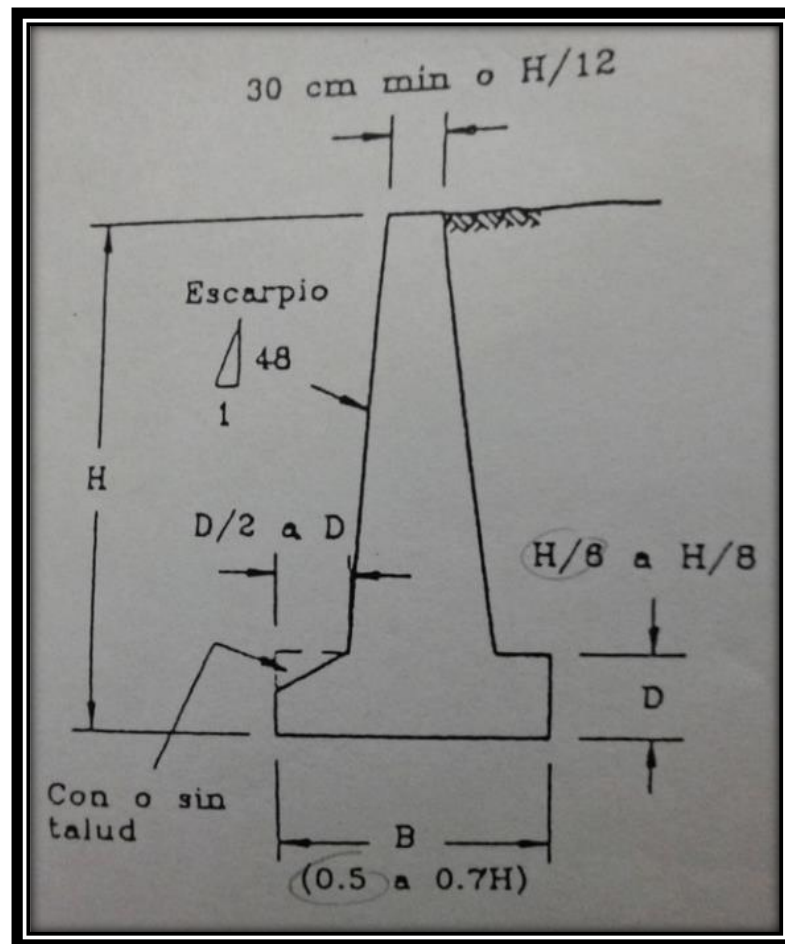


Imagen 5.5 Bases para dimensionamiento de muros.

Fuente: Manual de Diseños CFE.

Teniendo eso como guía y basando estas condiciones se llega al siguiente dimensionamiento, el cual servirá de base para iniciar la revisión de estabilidad de la estructura.

Datos del muro:

Altura total del muro (Ht):	3.65 mts
Corona (Ç):	0.30 mts
Propuesta del espesor de la base del cimiento (D):	
0.60 a 0.45 se tomará 0.40 mts	
Propuesta de la base del cimiento (B):	
1.82 a 2.92 se tomará 3.1 mts	
Profundidad de desplante (Z):	0.40 mts

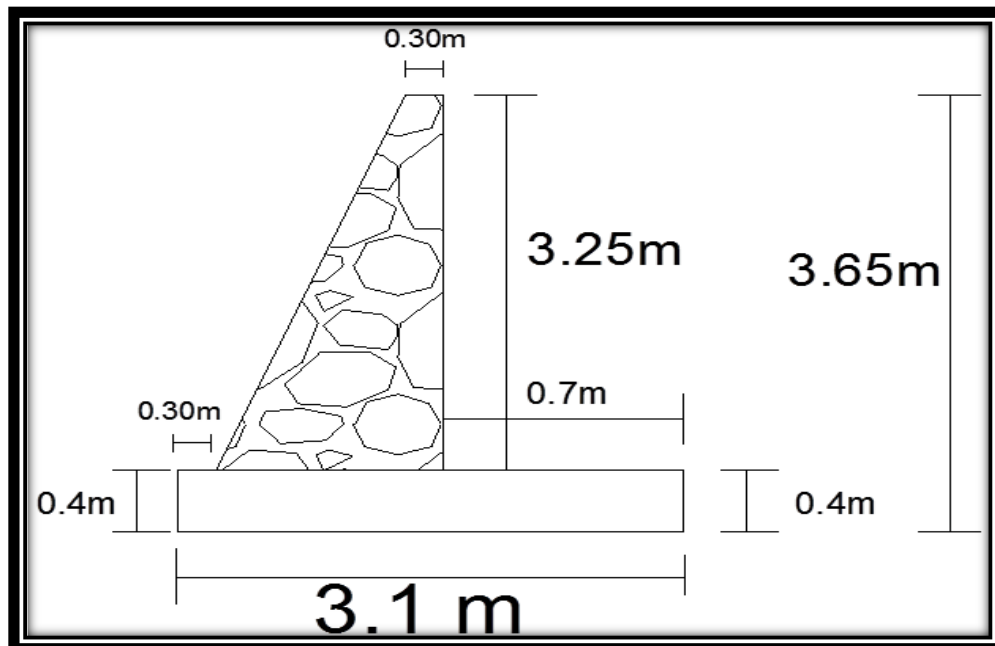


Imagen 5.6 Dimensionamiento propuesto del muro.

Fuente: Propia

5.4 Determinación del empuje activo.

Analizando en los datos que se obtuvieron del suelo, se sabe que se trata de un suelo Cohesivo Friccionante, esto es, por que posee un ángulo de fricción interna y cohesión. Ahora se comenzará a analizar el suelo y los respectivos empujes con el método de la ecuación de Rankine para determinar cuál será el empuje activo (Ea) del suelo.

Cálculo del empuje activo (Rankine):

$$\text{Empuje activo: } \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 - 2CN\phi^{\frac{1}{2}}H$$

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

$$N\phi = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = tg^2 \left(45 + \frac{51.43}{2} \right)$$

Esto es igual: $N\phi = 8.16$

Una vez obtenido el valor de $N\phi$ se sustituye en la ecuación de “Profundidad de la grieta”.

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

$$\text{Esto es igual a: } Z = \frac{2(4)\sqrt{8.16}}{2.002} = 11.41 > 5$$

Como se puede observar, el valor de la “Profundidad de la grieta” obtenido es mayor a 5 metros, esto indica que la fórmula del método de Rankine no se puede utilizar para la determinación del dimensionamiento del muro.

En este caso para poder dar continuidad a la solución del problema será necesario emplear las fórmulas del “Método Semi-empírico de Terzaghi”, la fórmula es la siguiente:

Cálculo del Empuje Activo según (Terzaghi):

$$\text{Empuje Activo } (Ea) = \frac{1}{2} Kh H^2$$

En este caso, para encontrar el valor de Kh se recurre a las gráficas que están hechas para este método, la gráfica es la siguiente:

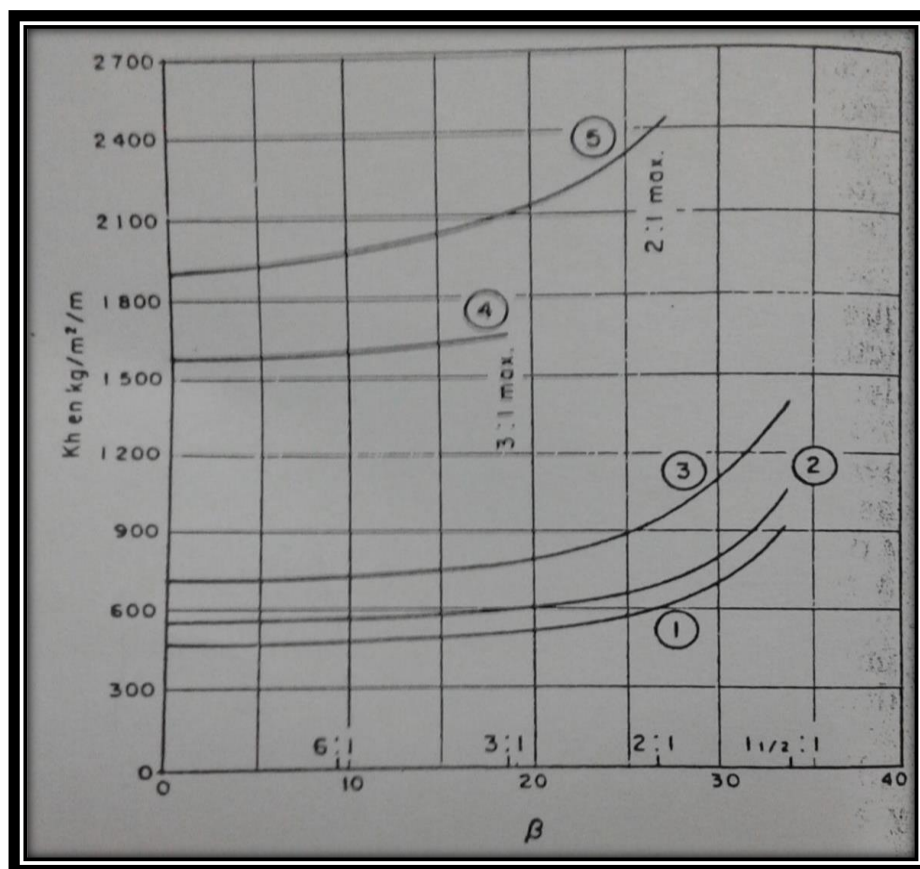


Imagen 5.7 Gráfica del Método Semi-empírico de Terzaghi

Fuente: Mecánica de Suelos, Tomo 1,

Para dar seguimiento con este procedimiento, se busca el valor de K_h en la tabla, ya se ha mencionado que el ángulo del talud β es igual a cero. Esto nos indica que el valor se busca en la primera línea vertical donde el valor corresponde a 0.

Después de observar que el tipo de suelo con el que se está trabajando es de tipo 4 (Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas), entonces se debe buscar la intersección de la curva que tiene el número 4, con la vertical correspondiente a 0. Haciendo una pequeña aproximación se concluye que el valor que se usara es de 1600, la interacción se observa en la imagen.

Teniendo el valor de K_h se procede a la solución del Empuje Activo, y esto quedará de la siguiente manera:

$$E_a \text{ (ton/m}^2\text{)} = \frac{1}{2} (K_h H^2)$$

$$E_a \text{ (ton/m}^2\text{)} = 0.5 (1600) (3.65)^2 = 10.65 \text{ t/m}^2$$

Para calcular el punto de acción de esta fuerza, se hace de la siguiente manera:

$$\text{El empuje activo se ubica a: } \frac{H}{3} = \frac{3.65}{3} = 1.21 \text{ m}$$

Habiendo obtenido ambos valores, el siguiente paso en el Empuje Activo es calcular el momento actuante. Este se calcula a través de una multiplicación, de la fuerza aplicada que es E_a por el punto de acción que es 1.21 m, el momento actuante entonces se resuelve de la siguiente manera:

$$M_{act} = (E_a) (\text{Punto de acción}) = (10.65) (1.21)$$

Por lo tanto, el momento actuante es igual a:

$$M_{act} = 12.88 \text{ t.m}$$

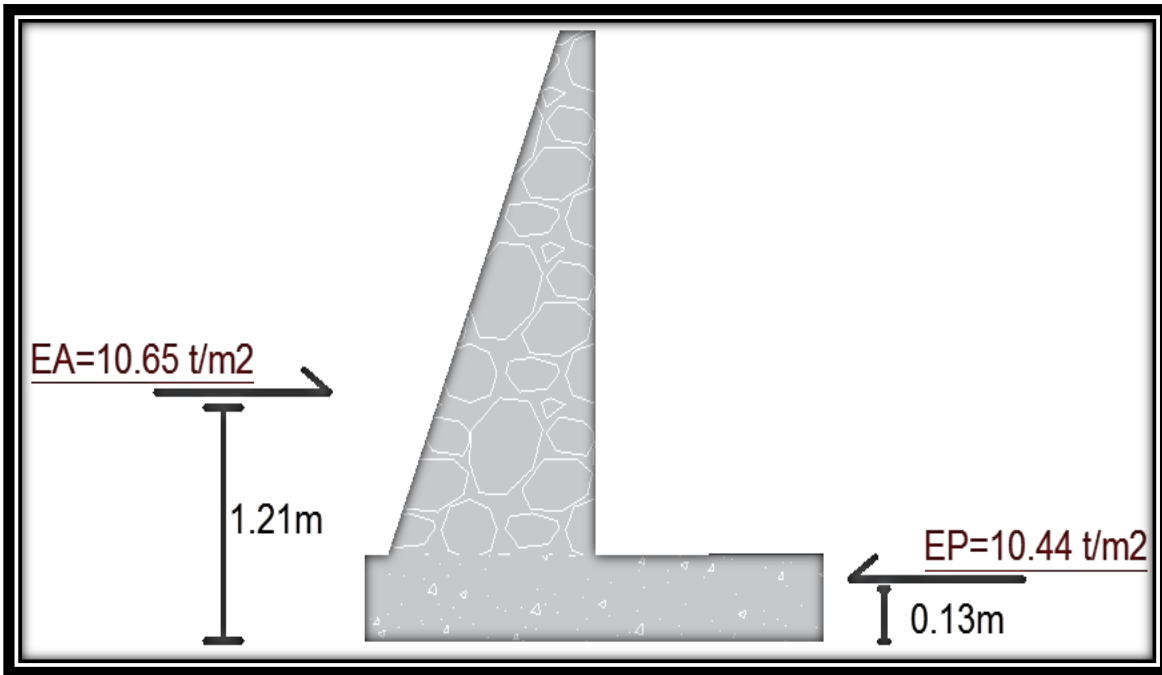


Imagen 8. Representación de los empujes activo y pasivo actuante en el muro.

Fuente: Propia

5.5 Determinación del Empuje Pasivo.

Para el cálculo de esta fuerza, se tomará en cuenta nuevamente la fórmula del método de Rankine, la ecuación es la siguiente:

$$\text{Empuje Pasivo (Ep)} = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 + 2c N\phi^{\frac{1}{2}}$$

$$E_p = \frac{1}{2} (8.16) (2.002) (0.4)^2 + 2 (4) \sqrt{8.16} (0.4) = 10.44 \text{ t/m}$$

Por esta ocasión el empuje resulta positivo, esto indica que la ecuación es adecuada y se tomará eso como resultado correcto. Después se debe calcular el punto de acción de este esfuerzo y se calcula de la siguiente manera:

El empuje pasivo se ubica a: $h/3 = 0.40/3 = 0.13$ Mts

Todos estos datos forman parte del Momento Resistente la finalidad de este momento es contrarrestar la acción del Momento Actuante, los componentes del Momento Resistente, son todas las fuerzas que ayudan al Muro a mantenerse en un lugar fijo, esto implica: el Empuje Pasivo, las fuerzas que la estructura provoca y las fuerzas que el terreno transmite al muro para ayudar a mantenerlo en su lugar, esto se demuestra en la siguiente figura:

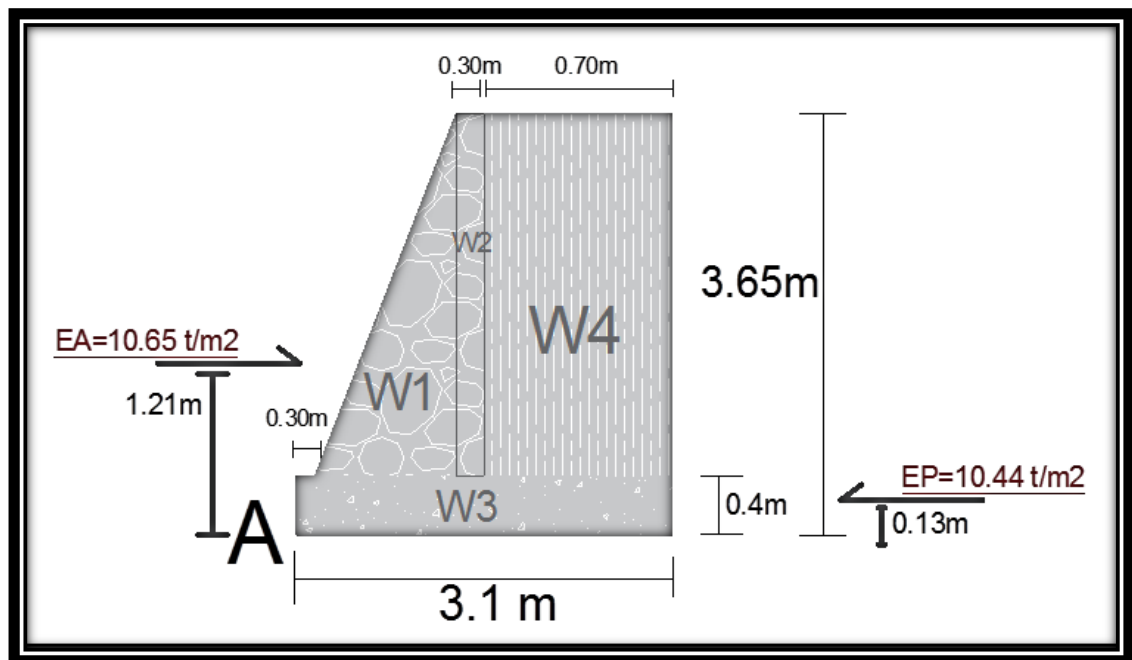


Imagen 5.9 Representación de partes rellenas y achuradas del muro para cálculos.

Fuente: Propia

Las partes rellenas son las que forman parte del muro, estas para fines de cálculos están indicadas como W1, W2 y W3 las partes que se encuentran achuradas siendo el caso de W4, corresponden a las fuerzas que el terreno le transmite a la estructura de contención y deben de tomarse en cuenta para el cálculo del Momento Resistente, para dar continuidad y solución se elaboró la siguiente tabla:

PARTE	PESO (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton*m)
W1	$(1.8*3.25)/2*(2.3)*(1)=6.72$	1.5	10.08
W2	$(0.30*3.25)*(2.3)*(1)=2.24$	2.25	5.04
W3	$(3.1*0.4)*(2.1)*(1)=2.60$	1.55	4.03
W4	$(0.7*3.25)*(1.21)*(1)=2.75$	2.75	7.56
Ep	10.44	0.13	1.36
	14.31		28.07

Para determinar el peso de cada sección dividida se hace de la siguiente manera:

- Se debe calcular el área de cada una de las figuras.
- Se multiplica por el peso específico correspondiente:
 1. Peso de la Mampostería: 2.3 t/m³
 2. Concreto Simple: 2.1 t/m³
 3. Terreno de Desplante: 1.21 t/m³
- Este análisis se realiza para un ancho de muro de 1 metro, porque el método así lo indica.
- Para obtener la longitud del brazo que viene siendo el punto de acción, se debe calcular el centroide de cada sección dividida y se saca la distancia con respecto al punto A como lo indica la imagen 9.

- Para concluir con la tabla se debe calcular el Momento que es provocado por cada una de las fuerzas actuantes, este se obtiene multiplicando el peso de cada sección por su respectivo brazo de palanca y la suma de todos los Momentos de esta tabla arrojará directamente el resultado del Momento Resistente.

5.6 Revisión del Factor de Seguridad por Volcamiento.

Este factor se calcula con la siguiente fórmula:

$$\text{Factor de Seguridad (Fs): } \frac{\varepsilon \text{ Momento Resistente (Mr)}}{\varepsilon \text{ Momento Actuante (Ma)}} > 1.5$$

$$\text{Factor de Seguridad (Fs): } \frac{28.07}{12.88} = 2.1 > 1.5$$

Al hacer la operación arroja el resultado igual a 3.27, esto indica que el muro es seguro porque resulta mayor que el factor de 1.5, gracias a esta operación se concluye que el muro es seguro contra volcamiento.

5.7 Revisión del factor de Seguridad de Deslizamiento.

La fórmula para la revisión de Seguridad por Deslizamiento es la siguiente:

$$F.S = \frac{FR + Ep}{Ea} > 1.5$$

El término FR se calcula primero, este valor ya se tiene anexado, solamente se toma de la tabla de Momento Resistente, es el resultado de la suma de donde no se incluye el valor del Empuje Pasivo porque ese valor se considera para otro apartado al igual que el Empuje Pasivo y el Empuje Activo, en algunas ocasiones el Empuje Activo no se toma en dicha ecuación, ya que este es a consideración del diseñador, por esta vez el factor será incluido.

$$\sigma = \frac{WT}{A} = \frac{14.31}{3.1(1)} = 4.62 \text{ t/m}^2$$

$$\delta = 0.67c + \sigma \tan \theta$$

Sustituyendo valores:

$$\delta = 0.67(4) + (4.62) \tan(51.43) = 8.47$$

$$F = \delta * B * 1 = 8.47(3.1)(1) = 26.26$$

Sustituyendo datos en la fórmula de Seguridad por Factor de Deslizamiento:

$$F.S = \frac{26.26 + 10.41}{10.65} = 3.44 > 1.5$$

El resultado de dicho factor es mayor a 1.5, sin embargo, se cree que el deslizamiento de un muro sea muy poco probable de echo casi es nulo, aun así el cálculo se ha llevado a cabo y las dimensiones del muro han sido favorables.

5.8 Revisión por Capacidad de Carga.

Por último, se llevará a cabo este paso que consta con la comprobación, donde se hará un cálculo de los esfuerzos que provoca el muro del terreno y este se compara con la capacidad de carga llamada q_{adm} del terreno, esto se hace para saber si se produce alguna sobrecarga en el terreno que pudiera provocar una falla.

La fórmula para calcular los esfuerzos es la siguiente:

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

Donde V corresponde a la resultante de las fuerzas verticales que ya se han obtenido, en este caso:

$$V = 14.31 \text{ ton}$$

La letra A, se refiere al área de la base del muro, como ya se mencionó anteriormente, para este análisis se toma como ancho de muro 1 metro, por lo que el área quedara de la siguiente manera:

$$A = (3.1) (1) = 3.1 \text{ m}^2$$

El término “e” se refiere a la excentricidad y se calcula con la fórmula que a continuación se muestra

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

El valor de M se determina de la siguiente manera:

$$M = \varepsilon M \text{ resistente} - M \text{ actuante}$$

$$M = 28.07 - 12.88 = 15.19 \text{ ton.mt}$$

Después de haber obtenido los valores requeridos de M, V y B, se determina la excentricidad, sustituyendo en la ecuación quedando de la siguiente manera:

$$e = \frac{15.19}{14.31} - \frac{3.1}{2} = -0.49 \text{ (Este valor se toma como positivo, ya que es}$$

un valor absoluto)

Ya conocidos todos los valores requeridos en la fórmula se sustituyen y se resuelve la operación, como se mostrará a continuación:

$$\sigma_m = \frac{14.31}{3.1} \left[1 \pm \frac{6 (0.49)}{3.10} \right]$$

Realizando la operación de la fórmula conocida como la "Ecuación de la Escuadría", estos fueron los datos obtenidos:

$$\sigma_{m+} = 8.99 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{m-} = 0.24 \text{ t/m}^2$$

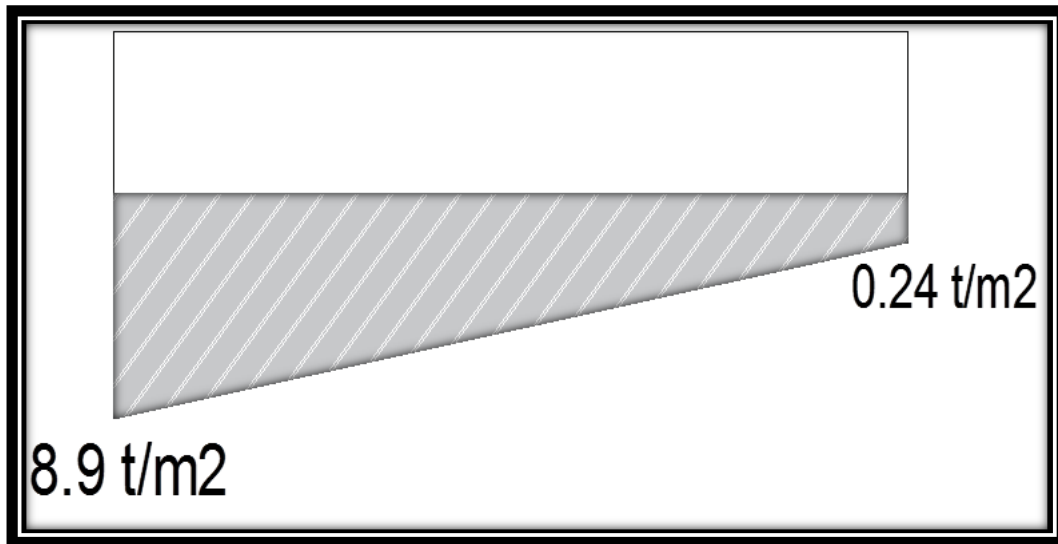


Imagen 5.10 Representación de momentos actuantes sobre el terreno de desplante.

Fuente: Propia

Por lo tanto, $q_{adm} > 8.9 \text{ t/m}^2$

Con estos resultados se confirma que no hay alguna sobrecarga ocasionada por el muro sobre el terreno de desplante, esto nos indica que se acepta en su totalidad el dimensionamiento propuesto del muro.

5.9 Drenaje del muro.

Para este diseño, se usarán drenes continuos horizontales de tubo perforado, con perforaciones a cada 10 cm. Los tubos se ubicarán a cada 2 metros.

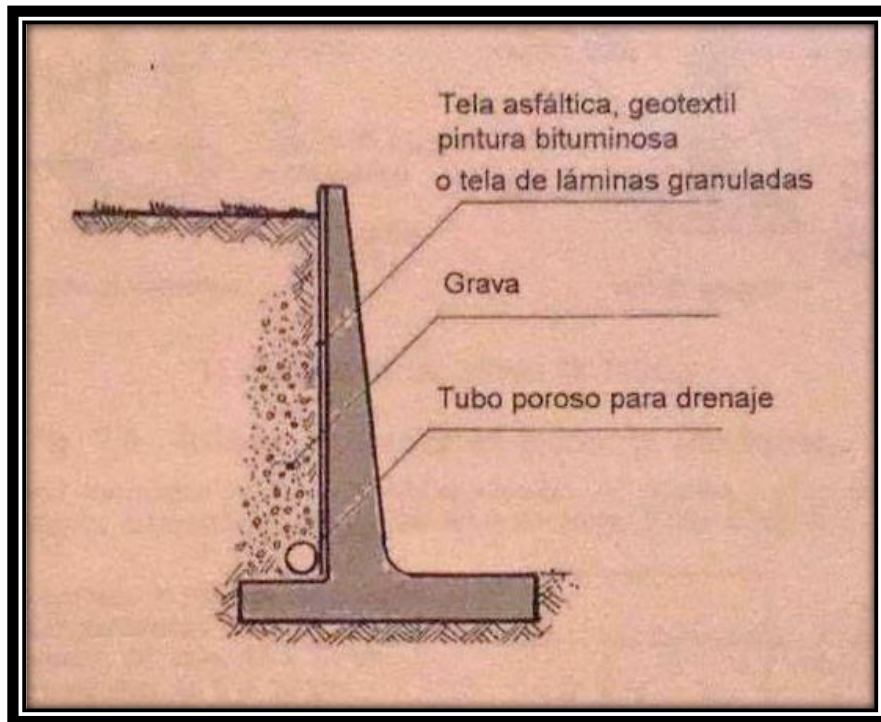


Imagen 5.11 Representación ilustrativa del drenaje en el muro de contención.

Fuente: Barros 1974

5.10 Diseño Final.

Al haber concluido con el diseño, el análisis y la revisión de todos los cálculos, se llega a la conclusión de que se acepta el diseño debido a que todos los factores de seguridad se cumplen, esto indica que el diseño del muro es el adecuado incluso en el diseño del drenaje, por lo tanto la representación final queda de la siguiente manera y con el drenaje recomendado que se muestra en el anexo 1.

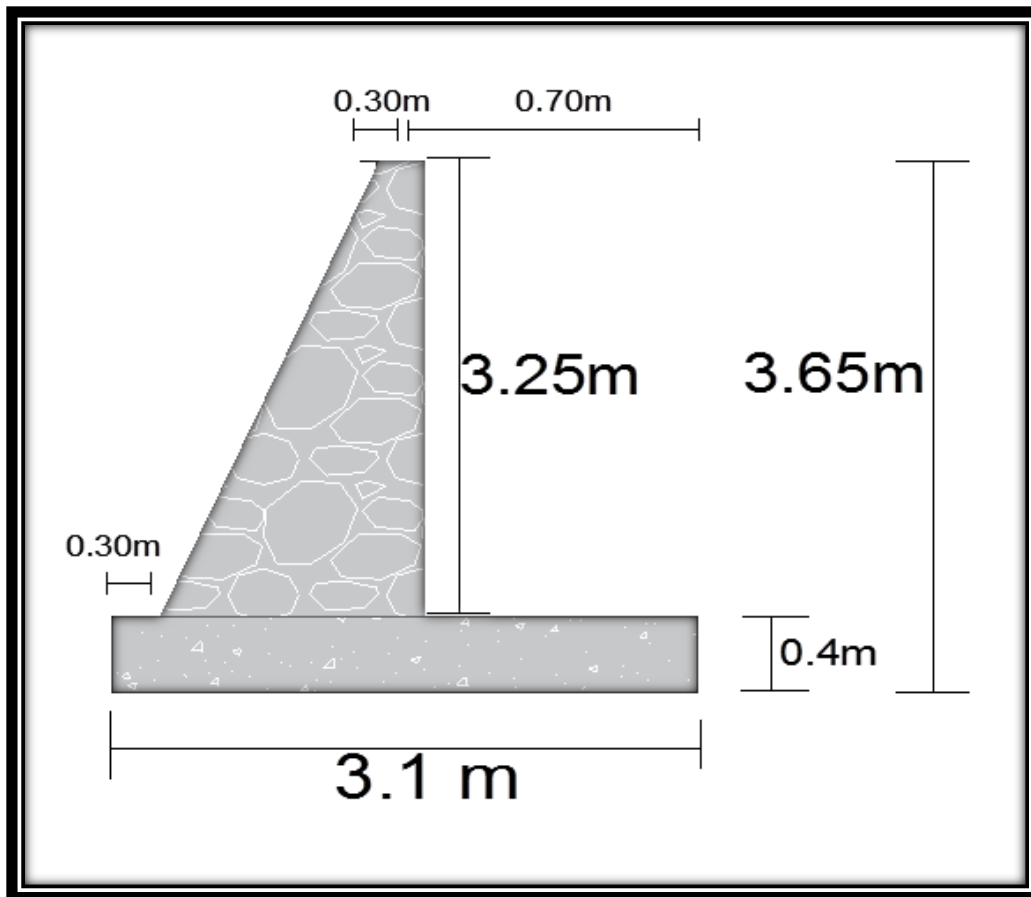


Imagen 5.12 Propuesta y diseño final del muro.

Fuente: Propia

CONCLUSIONES.

Después de realizar una investigación teórica sobre el análisis de los muros de contención, así como un Estudio de Mecánica de Suelos y un levantamiento topográfico, en el terreno, se hizo una propuesta de dimensionamiento de un muro de contención, con una base total de 3.1 m, altura de 3.65 m y una corona de 0.30 m, las características de este terreno concluyeron por optar por un muro de Mampostería, adecuado a las necesidades y medidas del terreno justificando que la capacidad de carga del terreno (q_{adm}) es apta para el peso de la estructura.

Una vez definidos todos y cada uno de los datos necesarios, se comenzó a calcular en base a teorías sobre empujes de tierras sobre el muro, para así poder afirmar que el muro es seguro y resistente a las exigencias del material que lo rodeaba.

Después de varias comprobaciones de factores, la respuesta es que el muro propuesto si es adecuado en dimensiones y materiales para el terreno de desplante, esto se sabe por qué pasa por todos los factores de seguridad y no se ejerce sobrecarga alguna para el terreno que pueda afectar la construcción del muro.

En el objetivo número debe definir lo que es un muro de contención y como se conforma: Un muro de contención es una obra cuya finalidad es la contención de tierras en general, está conformado por coronación, alzado, trasdós, puntera, talón y en ocasiones tacón.

En el objetivo número dos, se deberán calcular los empujes de tierra que actúan sobre la estructura de contención y definirlos: Los empujes activos son provocados por la tierra que va a retener el muro y los empujes pasivos son provocados por la tierra que va a retener el muro, los resultados son los siguientes: $E_a = 10.65 \text{ t/m}^2$ y $E_p = 10.44 \text{ t/m}^2$

El objetivo número tres se debió verificar que la capacidad de carga del suelo sea admisible para la carga del muro de contención: Para este apartado se tomó en cuenta el título 5.8 Revisión por capacidad de carga, en el que indica que el momento de la estructura no rebasa la capacidad de carga del terreno ($q_{adm} > 8.9 \text{ t/m}^2$).

Para el objetivo número cuatro se tenían que definir porque método se llevaría a cabo el cálculo de la estructura a calcular: El método que se utilizó fue el de Rankine, esto debido al valor de la profundidad de la Grieta que fue mayor a 5 m.

En la presente investigación se hicieron estudios minuciosos para saber, cuál es el dimensionamiento apropiado para la construcción de una estructura de contención, para lograr la retención del material del frente de la unidad habitacional ubicada en la colonia Buenos Aires, en la calle Guayabitos No. 4 en la

ciudad de Uruapan Michoacán: El dimensionamiento apropiado del muro es el que cuenta con una base total de 3.1 m, altura de 3.65 m y una corona de 0.30 m

En esta investigación, se encontraron datos sorprendentes los cuáles no contaba con el conocimiento de los mismos, uno de ellos fue el haber descubierto que el Sistema Unificado de la Clasificación de los Suelos, está basado en los Aeropuertos; Este sistema cubre los suelos gruesos y los finos distinguiéndose unos de otros por el cribado de la malla número 200. Además, conviene mencionar las bases que A. Casagrande fundamentó su criterio para proponer el Sistema de Clasificación de Aeropuertos, punto de partida para todos los esfuerzos de valor que hasta hoy se han efectuado en este campo.

El sistema fue propuesto originalmente en 1942 y se adoptó en seguida por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América, quien lo aplicó principalmente, como queda dicho, a la construcción de Aeropistas”.

BIBLIOGRAFÍA

Barros Peña, José. (1974)

Muros de Contención.

EDICIONES CEAC, España.

Juárez Badillo, Eulalio. (2010)

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

Ed. Limusa, México.

Hernández Sampieri, Roberto y Colaboradores. (2005)

Metodología de la Investigación.

Mc Graw Hill, México.

Merritt, Frederick S. (2008)

Manual de Ingeniero Civil Tomo II.

Mc Graw Hill, México.

Sowers, George F. (1993)

Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Ed. Limusa, México.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN.

https://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_Unificado_de_Clasificaci%C3%B3n_de_Suelos

<http://132.248.9.195/ptd2017/abril/412533093/Index.html>

<http://132.248.9.195/ptd2016/agosto/411526256/Index.html>

ANEXOS

