



UNIVERSIDAD DON VASCO A. C.

Incorporación No. 8727 - 15

a la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN EL PREDIO URBANO DENOMINADO “LAS JOYAS”, EN LA CIUDAD DE URUAPAN, MICH.

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Alberto Ruiz Abarca

Asesor: Ing. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, a 19 de Septiembre del 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

Introducción.

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

Capítulo 1.- Tipos de suelo

1.1 Concepto de suelos.7
1.1.1 Origen de los suelos.8
1.1.2 Residuales y transportados.9
1.2 Clasificación granulométrica.10
1.2.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.12
1.3 Propiedades de los suelos.15
1.3.1 Propiedades físicas de los suelos.15
1.3.2 Suelos friccionantes.17
1.3.2.1 Resistencia de suelos friccionantes.17
1.3.3 Suelos cohesivos.18
1.3.4 Suelos orgánicos.18
1.3.5 Suelos de relleno.19
1.3.6 Propiedades hidráulicas.19

1.3.6.1	Laminar y turbulento.20
1.3.6.2	Permeabilidad.21
1.3.6.3	Capilaridad.26
1.3.6.4	Deformidad.28
1.3.7	Plasticidad.29
1.3.8	Consolidación.31

Capítulo 2.- Estructuras de retención de tierras

2.1	Muros de contención.33
2.2	Partes de un muro de contención.34
2.3	Muro de concreto armado.36
2.4	Muro de mampostería..37
2.4.1	Resistencia de los muros de mampostería.39
2.5	El mortero en la mampostería.40
2.6	Mortero y sus propiedades.41
2.7	Muro de concreto armado.42
2.7.1	Tipos de concreto armado.43
2.8	Teoría de Rankine.48
2.8.1	Empujes activos.48
2.8.2	Empujes pasivos.50
2.9	Fallas que puede presentar un muro.52
2.10	Predimensionamiento y generalidades de diseño de un muro..56
2.10.1	Muros de gravedad.56
2.10.2	Muros en voladizo..57

2.10.3 Muros de contrafuertes.58
--	-----

Capítulo 3.- Resumen ejecutivo de macro y micro localización

3.1 Generalidades.60
3.1.1 Objetivo y alcance.60
3.2 Resumen ejecutivo.61
3.3 Entorno del lugar.63
3.3.1 Macro y micro localización.63
3.3.2 Hidrología.66
3.3.3 Clima.66
3.3.4 Ecosistemas.67
3.3.5 Economía.67
3.4 Reporte fotográfico.68
3.4.1 Traslado.68
3.4.2 Estado actual del lugar.73

Capítulo 4.- Metodología

4.1 Método empleado.76
4.1.1 Método matemático.77
4.2 Enfoque de la investigación..79
4.2.1 Alcance de la investigación.80
4.3 Diseño de la investigación.81
4.4 Instrumentos de recopilación de datos.84
4.5 Descripción del proceso de investigación..85

Capítulo 5.- Cálculo, análisis e interpretación de resultados

5.1 Estudio de mecánica de suelos.86
5.2 Cálculos del muro.88
5.3 Drenaje.99
5.4 Plano del muro.99
Conclusión..100
Bibliografía..103
Anexos	

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Un muro de contención es una estructura cuyo fin es contener los empujes de tierra, esto con el fin de evitar daños a una obra en particular. Los muros se utilizan principalmente en los linderos de las vías terrestres como son las carreteras, además de utilizarlos para delimitar y proteger propiedades en lugares en los cuales la topografía impide que se pueda llevar a cabo una lotificación sin que exista un escalonamiento.

Estos muros pueden ser fabricados de varias formas, una de éstas es la mampostería. La mampostería consta de levantar muros mediante la colocación manual de los materiales que lo componen, estos pueden ser: ladrillos, block de prefabricado, o piedras ya sean de formas regulares o no regulares.

La otra forma de levantar un muro de contención es mediante la utilización de concreto armado en el cual se logran mezclar las propiedades del acero y del concreto para crear un elemento de construcción muy utilizado en las obras civiles.

Dentro de la Universidad Don Vasco A.C. se puede encontrar una serie de trabajos de tesis relacionadas con este tema, de las cuales se hace referencia a continuación:

La tesis llamada “DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN MAMPOSTERIA Y CONCRETO ARMADO EN PREDIO UBICADO EN EL LIBRAMIENTO ORIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN” elaborada por el ingeniero

Roberto Ruiz Abarca, en el año 2011, cuyo objetivo es diseñar diferentes estructuras de contención de tierras, analizar sus ventajas y desventajas, y elegir la más práctica y viable. El ingeniero Ruiz llegó a la conclusión de que la estructura más conveniente ha resultado ser un muro de concreto armado, pues resulta en menos volúmenes de obra, así como menores costos. A pesar de que la pregunta de investigación fue resuelta, el resultado no fue del todo satisfactorio, ya que el muro elegido tiene dimensiones demasiado grandes, que no son prácticas para el tamaño del terreno, o para el proyecto estructural que se requiere. Debido a esto se realizó una tercera propuesta, proponiendo un mejoramiento de suelo. Esto mejoró considerablemente las dimensiones del muro, haciéndolo más viable.

Otra tesis es la realizada por la ingeniera Berenice Rizo García, con su tesis llamada “ALTERNATIVA DE REFUERZO PARA MUROS DE MAMPOSTERIA SUJETOS A CARGA SISMICA”, en el año 2008, cuyo objetivo principal consta en determinar el tipo de refuerzo necesario en la construcción de estructuras de mampostería que permita conservar la vida útil de la obra el mayor tiempo posible, por lo que se hace necesario evaluar que tipo de refuerzo es el más efectivo para el caso. La ingeniera Rizo llegó a la conclusión que el resultado fue satisfactorio, pues se logró hacer una comparativa práctica del comportamiento de la estructura sin refuerzo y con cada una de las alternativas de refuerzo como lo es el acomodo de las piezas de los mampuestos, o el refuerzo interior donde se emplea el tabique hueco con acero y/o por otra parte la alternativa de refuerzo externo con malla electro soldada.

Planteamiento del problema.

En ocasiones, los terrenos se rellenan con algún banco o terraplén, esto puede causar problemas en los terrenos vecinos, ya que la tierra puede invadir la propiedad vecina, sin mencionar el problema que el empuje de tierra puede ocasionar en alguna estructura que se encuentre en el terreno vecino, en estos casos se utiliza una estructura de retención, con esto se delimita la propiedad y se contiene el empuje de tierra. Por esto, para la presente investigación habría de resolver la siguiente pregunta:

¿De qué manera el muro de contención diseñado para el predio urbano denominado “Las Joyas” ubicado en la ciudad de Uruapan, Mich., resistirá la carga de diferentes tipos de suelo?

Para contestar esta duda es necesario realizar los debidos estudios de mecánica de suelos, además de calcular el empuje de tierras que el material que se rellena aplicará sobre el muro. Al no conocer con exactitud el material con el que se rellena el terreno vecino es necesario hacer los cálculos suficientes con diversos materiales para optimizar la eficiencia de este trabajo ante el problema del predio denominado “Las Joyas”.

Objetivo general.

Diseñar un muro de contención a base de mampostería que soporte la fuerza de empuje ejercida por el relleno de tierra que se pondrá en el muro vecino. El muro será calculado para diferentes tipos de suelo por lo tanto se hará un estudio diferente

para cada tipo de suelo siendo que las reacciones del suelo sobre el muro son diferentes según sus propiedades.

Objetivos particulares:

- a) Definir lo que es un muro de contención, así como sus características.
- b) Determinar los empujes de tierras actuantes sobre un muro de contención.
- c) Analizar las características, las ventajas y desventajas de un muro de mampostería.
- d) Estudiar diferentes tipos de suelo que pueden ser contenido por el muro
- e) Estudiar el suelo sobre el cual se desplantará el muro

Pregunta de investigación.

Con esta tesis se pretende responder las siguientes preguntas:

¿El muro de contención diseñado para el predio urbano denominado “Las Joyas” soportará las cargas del relleno del terreno vecino?

¿Cómo reaccionará el muro ante el empuje de diferentes materiales?

¿Cuáles son los estudios que se tienen que realizar a los materiales del muro para que este sea eficiente ante el empuje de cargas?.

Justificación.

El área de las estructuras en la Ingeniería Civil es muy amplia, y estas estructuras se utilizan para resolver problemas muy diversos, entre ellos está la retención de masas de tierra. Utilizado en aéreas tan diversas como vías de transporte, hasta la construcción de viviendas

Esta tesis pretende servir como consulta en el diseño de un muro, y la determinación del empuje en estos. Principalmente para alumnos interesados en el tema.

Marco de referencia.

El estado de Michoacán se localiza en el lado centro-occidente de la república mexicana, entre las coordenadas $20^{\circ}23'27''$ y $17^{\circ}53'50''$ de latitud norte, y entre $100^{\circ}03'32''$ y $103^{\circ}44'49''$ longitud oeste. Al noroeste colinda con el estado de Querétaro, al norte con los estados de Jalisco y Guanajuato, al este con el estado de México y Guerrero, y al oeste con el Océano Pacífico y los estados de Colima y Jalisco. Al sur con el Océano Pacífico y el estado de Guerrero.

Uruapan del Progreso se ubica en el estado de Michoacán, en las coordenadas $19^{\circ}25'10''$ latitud norte y $102^{\circ}03'30''$ longitud oeste, al centro-occidente del estado. Cuenta con un clima variado en función de la zona de la ciudad, principalmente variando de templado húmedo a semicálido húmedo.

El río Cupatítzio nace dentro de la ciudad, de éste se obtiene gran parte del agua potable para la misma. Al igual que el río Santa Bárbara, que nace en la presa de Caltzonzin, cruzando la parte oriente de la ciudad. Ambos pertenecen a la región hidrográfica del río Balsas.

A Uruapan se le conoce como la capital mundial del aguacate, cuyo cultivo es su principal actividad. Otras actividades agrícolas son el cultivo de caña de azúcar, maíz, durazno, café, guayaba y hortalizas como jitomate, chile o calabaza.

Además en la zona se cría ganado bovino, porcino, caprino, equino, avícola y también en menor medida la silvicultura.

A la orilla de la ciudad de Uruapan se encuentra el predio denominado “Las Joyas” a espaldas de la empacadora de aguacates “west pack” entre los predios localizados cerca se encuentra el empaque llamado “Calavo”, el Centro de Estudios Tecnológicos Industrial y de Servicios (CETIS 27) el Tecnológico de Uruapan y la Cervecería Modelo, la desviación al terreno está ubicada en la carretera carapan-uruapan km 4.3.

CAPÍTULO 1

TIPOS DE SUELOS

En el presente capítulo se dan a conocer de una manera concisa los diversos tipos de suelos y sus características, dándole un sentido científico a su origen así como a su comportamiento ante fuerzas internas y externas, haciendo énfasis en sus propiedades, esto sin dejar de lado sus propiedades químicas y sus diferentes clasificaciones a lo largo del tiempo.

1.1 Concepto de suelos.

La palabra suelo, según Juárez y Rico (1978), deriva de la palabra en latín “solum”, que significa tierra o parcela. Su significado varía dependiendo la interpretación de esta, los intereses de diferentes profesantes.

Para un ingeniero agrónomo la palabra suelo significa la capa superficial de la corteza terrestre capaz de permitir el sustento de vida vegetal. Para un geólogo es todo material intemperizado en el sitio en el que se encuentra con contenidos de materia orgánica.

Para los fines buscados en este capítulo, como señala el autor antes mencionado, la palabra suelo todo material terroso, desde un relleno de desperdicio hasta areniscas cementadas o lutitas suaves. Para esta definición quedan excluidas las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados.

Los suelos naturalmente contienen elementos químicos en su composición y estos se combinan en fases sólidas, líquidas y gaseosas. Las características físicas, químicas y biológicas y sus combinaciones llegan a ser prácticamente infinitas.

1.1.1 Origen de los Suelos.

“Todos los suelos tienen su origen, directa o indirectamente, en las rocas sólidas, que se clasifican de acuerdo con su proceso de formación de la siguiente manera: ígneas, sedimentarias y metamórficas”. (Whitlow, 1994, 1)

Los suelos se originan de muchas maneras, la corteza terrestre experimenta muchos cambios principalmente el aire y las aguas. Estos cambios pueden atacar la corteza terrestre para originar los suelos, los principales tipos de ataque se pueden juntar en 2 grupos: La desintegración mecánica y la descomposición química.

La desintegración mecánica se refiere a todos los cambios físicos que sufre una roca, tales como los cambios de temperatura, la congelación del agua dentro de las grietas de esta, efectos de organismos, plantas, etc. En estos cambios las rocas forman suelos arenosos, cuando mucho limos y sólo en algunas ocasiones arcillas.

La descomposición química se refiere a la acción de los agentes que alteran la estructura mineralógica o química de ésta. El principal agente de cambio es el agua y los mecanismos de ataque más comunes son: la oxidación, la hidratación y la carbonatación. No se debe despreciar la participación de los agentes químicos de la vegetación. Estos cambios producen generalmente suelos arcillosos como producto final de la descomposición, como dicen Juarez y Rico (1978).

1.1.2 Suelos residuales y transportados.

“Los productos del ataque de los agentes de intemperismo pueden quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan, dando así origen a los suelos llamado residuales. Pero esos productos pueden ser removidos del lugar de formación, por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona. Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos; a estos suelos se les denomina transportados”. (Juárez y Rico, 1978, 35)

Según los autores citados anteriormente en la naturaleza existen agentes de transporte que a menudo se combinan entre sí. Entre ellos se encuentran los glaciares, el viento, los ríos, las corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad entre otros.

En las colinas, la combinación del escurrimiento del agua y las fuerzas de los campos gravitacionales, se encargan de crear los depósitos de talud, estos depósitos suelen ser heterogéneos y suelos formados por estratos gruesos. El escurrimiento de los torrentes puede generar movimiento de estratos de gran tamaño, mientras mayor sea la velocidad del torrente mayor es el volumen de estratos que este puede mover.

Los ríos pueden mover materiales de diferentes graduaciones, acomodándolos a lo largo de su perfil según varíe la velocidad a lo largo de este. El río formará depósitos de las diferentes graduaciones de los suelos según su velocidad como se menciona anteriormente, las partículas más finas se depositan en las zonas cercanas a la desembocadura del río, los depósitos de grano muy fino se guardan en depósitos generalmente en los lagos debido a su baja velocidad, los suelos estratificados quedan en depósitos marinos que reflejan las características de las costas, los suelos heterogéneos que van desde grandes bloques hasta materiales

muy finamente granulados, estos depósitos son causados debido a las grandes presiones y la abrasión generada por el movimiento de las grandes masas de hielo, según Juárez y Rico (1978).

Otro movimiento de estratos es generado por el viento desde los limos hasta las arenas gruesas de acuerdo con Juárez y Rico (1978), el viento puede mover las partículas de suelo a distancias más largas, llegándolas a mover hasta kilómetros, para el movimiento de estratos debido al viento existen 2 tipos de depósitos: el loes y los médanos.

“Los loes pueden definirse como un depósito eólico, constituido por una mezcla uniforme de arenas finas cuarzosas algo feldespáticas y limos, estructurada en forma abierta y algo cohesiva.” (Juárez y Rico, 1978, 36)

“Los médanos son aglomeraciones de arena suelta, que fue arrastrada por el viento a poca altura y que se vio detenida por algún obstáculo natural de la superficie del terreno.” (Juárez y Rico, 1978, 36)

Generalmente, un suelo transportado queda definido como “un perfil estratigráfico”, que resalta a la secuencia de caracterización de los estratos con los que se encuentra.

1.2 Clasificación.

Según lo dijeron Merrit, Loftin y Ricketts (2008), la clasificación de un depósito del suelo con respecto a la forma en que este término ahí y su historia geológica es muy importante puesto que ayudará a entender la variación de un tipo de suelo y esfuerzos máximos impuestos sobre el depósito de su transformación como se muestra en la siguiente tabla.

Clasificación	Modo de formación	Clasificación	Modo de formación
	Eolianos		Marinos
Dunas	Deposición por viento (en costas y desiertos)	Playa o barra	Deposición por olas
Loess	Depositados durante los periodos glaciales	Estuario	Deposición en estuarios de rios
	Aluviales	Lagunal	Deposición en lagunas
Aluvio	Depositados por rios y corrientes	Ciénega salina	Deposición por mareas en zonas protegidas
Lacustrino	Aguas lacustres, incluyendo lagos glaciales		Residuales
Planicie de inundación	Aguas de inundación	Suelo Residual	Alteración completa por la intemperización en sitios
	Coluviales	Saprolito	Alteración y disolución incompletas pero intensas
Coluvio	Movimiento de suelo pendiente abajo	Lateria	Alteración compleja en un medio ambiente tropical
Talo	Movimiento pendiente debajo de escombros de roca	Roca descompuesta	Alteración avanzada dentro de la roca madre
	Glaciales		
Morrena del terreno	Depositados y consolidados por los glaciares		
Morrena terminal	Arrastradas y transportadas en el frente de hielo		
Deslaves	Aguas de deshielo de los glaciares		

Tabla 1.1. Clasificación geológica de los depósitos de suelo.

Fuente: Adaptación propia. (Merrit, Loftin y Ricketts, 2008, 7.3).

La información histórica también es relevante pues contiene información valiosa sobre la velocidad en que fue depositado el suelo y la cantidad de erosión y las fuerzas ejercidas por las placas tectónicas en el depósito una vez que el suelo se encuentra ahí.

1.2.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. (SUCS)

El SUCS es la clasificación de suelos más utilizada en el ámbito laboral entre los muchos sistemas de clasificación que correlacionan los diferentes componentes de los suelos con su comportamiento general. Los suelos son calificados como de grano grueso si son mayores que 0.074mm y de grano fino si son menores que 0.074mm. Los suelos de grano grueso se subdividen por su tamaño en bolos, cantos, gravas y arenas. Para arenas y gravas la identificación del tamaño de las partículas se clasifica como mal graduado o bien graduado dependiendo su composición, de acuerdo con Merritt, Loftin y Ricketts (2008).

La clasificación de suelos distingue la clasificación de gruesos y finos con el cribado a través de la malla n° 200, los suelos gruesos se retendrán en dicha malla y los suelos finos la atravesarán.

“Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.” (Juárez y Rico, 1978, 153)

En la tabla a cada tipo de suelo se le asigna una letra para una mayor facilidad de clasificación. Para arenas (S) y gravas (G) la distribución del tamaño del grano se identifica como mal graduado (P) o bien graduado (W), también en los suelos de grano fino como en los limos (M) y las arcillas (C). Los suelos de grano fino también

se pueden clasificar debido a su límite líquido e índice de plasticidad para los suelos orgánicos (OH y OL), en inorgánicos (CH y CL) o en limos arenosos (MH y ML). Para estos suelos las letras “H” y “L” se refieren a al alto o bajo potencial de compresibilidad.

A continuación se presenta la tabla del SUCS en la cual se puede apreciar cómo se identifican los suelos conforme a sus características físicas, separando la clasificación de los suelos gruesos y los suelos finos, también los criterios para clasificarlos en el laboratorio y la gráfica para la plasticidad del suelo.

Sistema USCS de Clasificación de Suelos

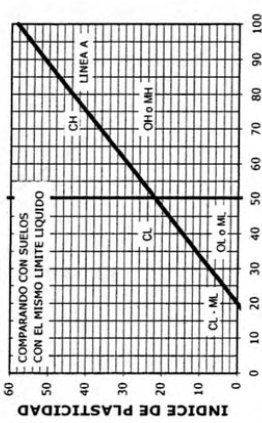
IDENTIFICACION EN EL CAMPO		NOMBRES TIPICOS		CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE GRANO GRUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR EL TAMIZ # 200 ARENAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4 LA FRACCION GRUESA PASA RETENIDA POR EL TAMIZ # 4 GRAVAS - MAS DE LA MITAD DE FINOS O APRECIABLE DE FINOS (CON POCOS GRAVAS LIMPIAS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	GW	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS GW LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7 ; "A" O I_p MENOR QUE 4 LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O I_p MAYOR QUE 7 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 6 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS SW LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7 ; "A" O I_p MENOR QUE 4 LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O I_p MAYOR QUE 7			
	PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	GP				
	FRACCION FINA NO PLASTICA (PARA LA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML, MAS ABAJO)	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO	GM				
	FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA	GC				
SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200 ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS) ARENAS CON POCOS FINOS O INTERMEDIOS	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	SW	5% AL 12% MAS DEL 12% MENOS DEL 5% DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA A PARTIR DE LA CURVA GRANULOMETRICA SEGUN EL PROCEDIMIENTO DE PROBLEMA # 200. LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: EL TAMIZ # 200			
	PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	SP				
	FINOS NO PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS	SM				
	FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS	SC				
MÉTODOS DE IDENTIFICACION PARA LA FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 40		RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISREGACION)	DILATANCIA (REACCION A LA AGITACION)	TEMERIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)	LINEA A: $I_p = 0.73(WL - 20)$ 		
MATERIALES DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200		NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA			ML
LIMOS Y ARCILLAS LÍQUIDO MENOR DE 50		MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	MEDIA			CL
LIMOS Y ARCILLAS CON LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50		LIGERA A MEDIA	LENTA	LIGERA			OL
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		LIGERA A MEDIA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA			MH
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA			CH
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	OH		
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, OLORES, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	Pt		

Tabla 1.2. Sistema unificado de clasificación de suelos.
 Fuente: (mecanicadesuelos.wordpress.com, 2011,).

1.3 Propiedades de los suelos.

Los suelos tienen propiedades muy variadas que interactúan de maneras diferentes dependiendo muchos factores como lo son la ubicación geográfica, la topografía, la temperatura, el nivel de saturación, etc. Estas propiedades afectan a los suelos y a su utilización por lo tanto es necesario revisar a fondo cada una de estas ya que así se podrá utilizar el suelo de una manera optima sin importar el lugar en que este o su aplicación.

1.3.1 Propiedades físicas de los suelos.

Según lo indican Merritt, Loftin y Ricketts (2008), las propiedades físicas de los suelos abarcan la densidad, el tamaño, distribución de las partículas, gravedad específica y densidad de agua. Se pueden subdividir en tres categorías que son: físicas, índices y mecánicas.

En la ingeniería para poder analizar y diseñar, se deben analizar las tres fases del suelo (sólido, líquido y gaseoso), además de poder interrelacionarlas y expresarlas numéricamente, de acuerdo con Whitlow (1994), el nivel de saturaciones la relación de la masa del agua a la masa del sólido, la densidad es la relación entre la masa y el volumen de la muestra.

“En un suelo típico, el sólido, el líquido y el gas están entremezclados en forma natural, por lo que resulta difícil visualizar sus proporciones relativas.” (Whitlow, 1994, 51)

Para poder tener una mejor noción de las fases y poder calcular de forma correcta se debe considerar un modelo de suelo donde las 3 fases sean separadas

en cantidades individuales correspondientes a sus proporciones correctas como se puede apreciar en la Fig. 1.1

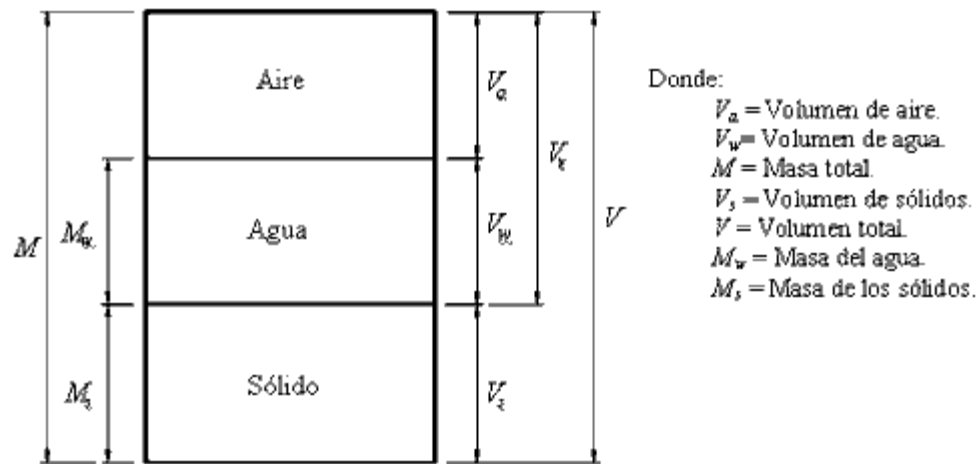


Figura 1.1. Modelo de tres fases del suelo.

Fuente: (www.ingenierocivilinfo.com, 2010).

Existen diversas variables que se pueden calcular con el modelo de tres fases del suelo:

- ❖ Relación de vacíos (e): Es el volumen no ocupado por los sólidos que se conoce como “volumen de vacíos”. Este puede estar ocupado por agua, por aire o por una mezcla de ambos.
- ❖ Porosidad (n): Otra forma de expresar la relación de vacíos, esta es la relación del mismo con el volumen total.
- ❖ Volumen específico (v): Es el volumen total del modelo se indica como “ $1 + e$ ” esto es el volumen específico del suelo.
- ❖ Grado de Saturación (S_r): La cantidad de agua en el suelo, también puede expresarse como una fracción de los vacíos.

- ❖ Relación de aire-vacíos (A_v): Es la fracción del volumen de vacíos perteneciente a la fase gaseosa, es decir, que no es ocupado por agua en ningún punto.

1.3.2 Suelos friccionantes.

Los suelos friccionantes o granulares son aquellos en los cuales las fuerzas atractivas tienen un efecto insignificante en el comportamiento mecánico. En este tipo de suelos se engloban tanto rocas como gravas y arena. Basándose en el estado de tensiones y en la estructura del suelo, usualmente definido en función de la densidad relativa, la relación de vacíos o la porosidad, los suelos friccionantes también se clasifican en materiales densos o sueltos. Las principales características de estos suelos son su buena capacidad portante y su permeabilidad, lo que permite una óptima evacuación del agua en presencia de cargas externas, según lo dijeron Merritt, Loftin y Ricketts (2008).

1.3.2.1 Resistencia de suelos friccionantes.

La resistencia al corte de suelos friccionantes bajo carga estática según Merritt, Loftin y Ricketts (2008), se obtiene con los resultados de las pruebas TC ya sean drenadas o no drenadas a esto se les debe agregar las mediciones de presión del poro. En los suelos friccionantes el ángulo efectivo de presión interna depende de la densidad o de la relación de vacíos, de la graduación y de la forma y mineralogía de los granos. También se puede utilizar en arenas las pruebas in situ de penetración de cono, para estimar el ángulo efectivo de presión interna de los registros de resistencia al cono.

La densidad relativa provee una correlación efectiva con el ángulo efectivo de presión interna para una graduación y forma de granos determinados y un intervalo normal de esfuerzos.

1.3.3 Suelos cohesivos.

Los suelos cohesivos a diferencia de los friccionantes según Bañón Blázquez (2001), se caracterizan por un tamaño más fino de las partículas que los constituyen, lo que les asigna propiedades de superficie importante. Esto debido a que la superficie específica de las partículas es más que considerable.

La cohesión es una propiedad mecánica de los suelos, la cohesión es, como específico el autor antes mencionado, la fuerza interarticular que se produce por el agua de constitución del suelo, siempre y cuando no esté saturado. La cohesión es una propiedad de los suelos sumamente importante ya que puede aumentar la resistencia del suelo al esfuerzo cortante.

1.3.4 Suelos orgánicos.

Se entiende por suelos orgánicos a todos aquellos conformados por la descomposición de materia orgánica, ya sean de origen animal o vegetal, estos suelos, usualmente, cubren los primeros metros de la superficie de los suelos. Estos suelos se caracterizan por su capacidad portante baja, su alta compresibilidad y una mala tolerancia del agua, para trabajar con estos suelos se debe tener en cuenta que con el tiempo se llevaran a cabo ciertos procesos orgánicos que pueden reducir aun más sus propiedades de resistencia. Este tipo de suelos no son opciones viables

para la ubicación de cualquier tipo de infraestructura, por esto los suelos deben de eliminarse mediante procesos previos y cubrir el espacio vacío con suelos de relleno.

1.3.5 Suelos de relleno.

El suelo de relleno se define como todo tipo de materiales aportados por otras obras o por escombros resultantes de demoliciones o vertederos industriales. El problema de estos suelos de relleno artificial son sus propiedades ya que estos suelos no se compactan al momento de ser depositados y al momento de compactarlos se agregaran costos innecesarios a la obra. El comportamiento mecánico es malo pues al no estar compactado presenta altos índices de compresibilidad y la aparición de asentamientos excesivos.

1.3.6 Propiedades hidráulicas.

En palabras de Whitlow (1994), menos del 1% de agua que existe en nuestro planeta es agua dulce en estado líquido asociada con las masas terrestres, el resto es salada y se ubica en los océanos, mares, o bien, se presenta como vapor de agua en la atmósfera. El agua terrestre se origina principalmente de la lluvia y se mueven por influencia de la gravedad. En la superficie fluye a través de ríos, corrientes y lagos; pero la mayoría pasa filtrándose por en medio de las rocas hacia la corteza. La profundidad de esta filtración depende de la porosidad de las rocas, sin embargo los geólogos creen que existe poca o ninguna cantidad de agua a 8 kilómetros de profundidad.

1.3.6.1 Flujo laminar y turbulento.

Según Juárez y Rico (1978), los problemas relacionados con el flujo de líquidos se dividen en 2 grupos: los que se refieren al flujo laminar y los del flujo turbulento.

“Un flujo se define como laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí en toda su longitud, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular.” (Juárez y Rico, 1978, 191)

El flujo turbulento se da cuando las condiciones del flujo laminar no se cumplen. Una línea de flujo se define como la línea en la cual cada punto tiene la dirección de flujo.

Si en un tubo que transporta un flujo de agua se inserta una fuente de tinta se podrá apreciar los 2 diferentes tipos de flujo observando la trayectoria que realizara la tinta que puede asimilarse a una línea de flujo, si este está establecido.

Se ha podido demostrar experimentalmente que a velocidades bajas de un flujo se produce de forma laminar, mientras que conforme el flujo va aumentando de velocidad este se irá convirtiendo en turbulento, sin embargo, si en el punto en el cual el flujo se convierte a turbulento la velocidad baja, este volverá a ser laminar pero esta transición ocurre a velocidad menor, esto indica la existencia de intervalos de velocidad en los cuales el flujo puede variar entre los 2 tipos de flujos.

Reynolds demostró que para todos y cada uno de los líquidos se llega a una velocidad debajo de la cual, para cierto diámetro y temperatura dada, el flujo siempre será laminar. A esto se le conoce como velocidad crítica, similar a esto existe una velocidad en las mismas condiciones en las cuales el flujo siempre será turbulento, para el caso del flujo turbulento la velocidad radica entre 6.5 veces la velocidad

crítica, Sin embargo, es necesario una fórmula para determinar la velocidad crítica del fluido. Reynolds encontró que para calcular dicha velocidad se podía utilizar la ecuación de la velocidad crítica. (Ecuacion 1.1)

$$v_c = \frac{36}{1 + 0.0337 T + 0.00022 T^2} \frac{1}{D}$$

Ecuación 1.1: Ecuación de la velocidad crítica de un fluido.

Fuente: (Juárez y Rico, 1978, 192).

En donde:

Vc = Velocidad crítica, en cm/seg

T = Temperatura del agua, en °C

D = Diametro de la conducción, en cm

Con esto se puede observar que la velocidad crítica es inversamente proporcional al diámetro de la conducción por la que ocurre el flujo.

1.3.6.2 Permeabilidad.

La permeabilidad de un suelo puede ser medido in situ o en un laboratorio, por supuesto es más fácil determinar la permeabilidad en un laboratorio que en el terreno. Esto se debe a que la permeabilidad depende mucho del suelo y su estructura, debido a la dificultad de obtener la muestra suelen ser necesarias las pruebas in situ de la permeabilidad media. Sin embargo, las pruebas en laboratorio son más efectivas para determinar la relación entre la permeabilidad y la relación de

vacios por lo tanto se suelen realizar estas pruebas cuando no se dispone de medidas de campo.

Entre los métodos utilizados para la determinación de la permeabilidad en laboratorio se encuentran:

- 1) El permeámetro de carga variable.
- 2) El permeámetro de carga constante.
- 3) La medida directa o indirecta mediante un prueba edométrica.

Es necesario trabajar con una permeabilidad relativamente grande para poder obtener una mayor precisión en la prueba de carga variable, esta se considera solo para suelos permeables. Además, un suelo no saturado puede variar su saturación en el proceso por lo que esta solo debe considerarse en suelos saturados. Según Lambe (1994), las pruebas edométricas se suelen realizar únicamente en los suelos plásticos, por lo tanto la determinación de la permeabilidad por este método se debe limitar únicamente a los suelos con permeabilidad baja.

La prueba de permeabilidad con carga constante se puede utilizar para todos y cada uno de los diferentes tipos de suelo como se muestra en la ecuación 1.2, esta fórmula muestra un dispositivo para la prueba de permeabilidad con carga variable.

$$K = 2.3 \frac{aL}{A(t_1 - t_0)} \log_{10} \left(\frac{h_0}{h_1} \right)$$

Ecuacion 1.2: Coeficiente de permeabilidad.

Fuente: (Lambe, 1994, 299).

En donde:

a = sección transversal de la bureta.

L = longitud de la muestra de suelo en el permeámetro.

A = sección transversal del permeámetro.

t_0 = instante en el que el nivel del agua en la bureta esta en h_1 .

h_0, h_1 = alturas entre las que se determina la permeabilidad.

El coeficiente de permeabilidad se puede calcularse a partir de la formula.

En la ecuacion 1.3 muestra 2 dispositivos para la prueba de permeabilidad de carga constante.

$$K = \frac{QL}{thA}$$

Ecuacion 1.3: Coeficiente de permeabilidad con carga constante.

Fuente: (Lambe, 1994, 299).

En donde:

Q = caudal de agua que se filtra a travez del suelo en un tiempo t

h = perdida de carga total

Tanto la ecuación 1.2 como la 1.3 se han deducido mediante la ley de Darcy para los casos de flujo presentes en los permeámetros.

La permeabilidad a la temperatura T, K_T , puede reducirse a la correspondiente a 20° C, $K_{20^\circ C}$, mediante la ecuación 1.4.

$$K_{20^\circ C} = (\mu_T / \mu_{20^\circ}) K_T$$

Ecuación 1.4: Coeficiente de permeabilidad reducida a una temperatura de 20°.

Fuente: (Lambe, 1994, 299).

En donde:

$K_{20^\circ C}$ = permeabilidad a la temperatura de 20° C

K_T = permeabilidad a la temperatura T

μ_{20° = viscosidad del agua a la temperatura de 20° C

μ_T = Viscosidad del agua a la temperatura T

El coeficiente de permeabilidad es la que se utiliza para calcular la velocidad de descarga de un líquido que se infiltra a través de una sección del suelo, bajo un gradiente. El valor de la permeabilidad es influenciado por las características del fluido y del suelo, como específico Lambe (1994)

La ecuación 1.5 refleja la influencia del líquido y las propiedades de los suelos sobre la permeabilidad fue formulada por Taylor (1948) a partir de la ley de Poiseuille. Esta ecuación se basa en considerar los fluidos a través de objetos porosos el cual se produce a través de un sistema de tubos capilares.

$$K = D_s^2 (\gamma/\mu)(e^3/(1+e))C$$

Ecuación 1.5: influencia del fluido y de las propiedades de los suelos en la permeabilidad.

Fuente: (Lambe, 1994, 301).

K = coeficiente de permeabilidad de Darcy.

D_s = un diámetro efectivo de las partículas.

γ = peso específico del fluido

μ = viscosidad del fluido

e = relación de vacíos

C = factor de forma

La ecuación 1.6 expresa la permeabilidad en elementos porosos y es conocida como ecuación de Kozeny-Carman ya que Kozeny la formuló pero Carman la mejoró.

$$K = (1/K_0 S^2) (\gamma/\mu)(e^3/(1+e))$$

Ecuación 1.6: Ecuación de Kozeny-Carman.

Fuente: (Lambe, 1994, 305).

En donde

K_0 = factor que depende de la forma de los poros y de la relación entre la longitud de la trayectoria real del flujo y espesor del estrato atravesado.

S = superficie específica

1.3.6.3 Capilaridad.

Juárez y Rico (1978), señalaban que cuando un fluido entra en contacto con la superficie de un tubo, la forma de dicha superficie se encorva. Si el fluido es agua y la superficie del suelo es sólida, el menisco es generalmente cóncavo. Si el tubo cuenta con un diámetro reducido la superficie se alteraría de forma que produzca una superficie como el menisco, la cual cuenta con una forma esférica, se puede suponer que esa es la forma del mencionado menisco.

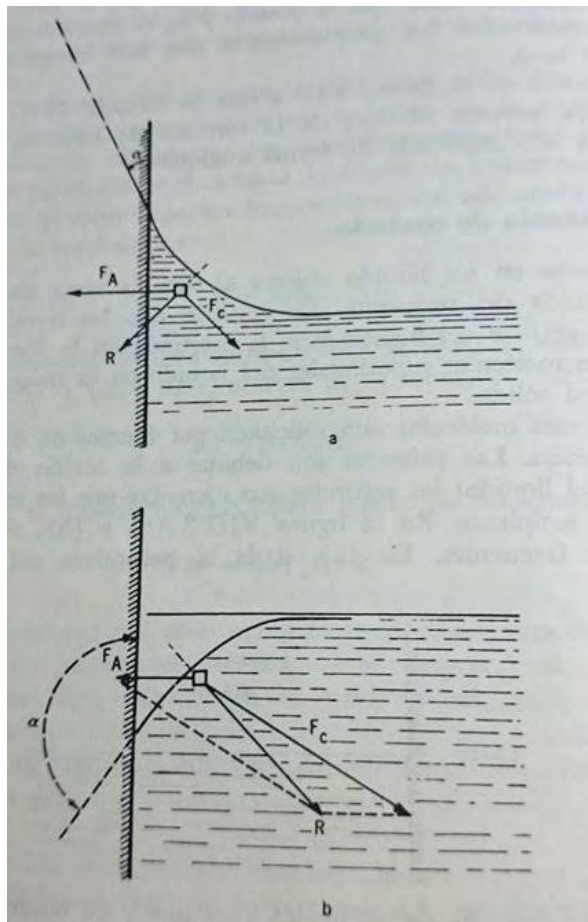


Figura 1.2 Formación de los meniscos.

Fuente: (Juárez y Rico, 1978, 170).

En la figura 1.2 se puede apreciar que la superficie de un líquido se agranda, es preciso aplicar un trabajo para incrementar la energía potencial de la superficie. Tal como el caso de la formación del menisco ya que cualquier superficie encorvada, dentro de la superficie del tubo, tiene mayor superficie que la superficie plana original. Después, en el momento de formar el menisco la superficie mojada almacena energía potencial.

Como se puede observar en la figura 1.3 inciso "a" el agua se mantiene al ras, sin embargo, se forma el menisco.

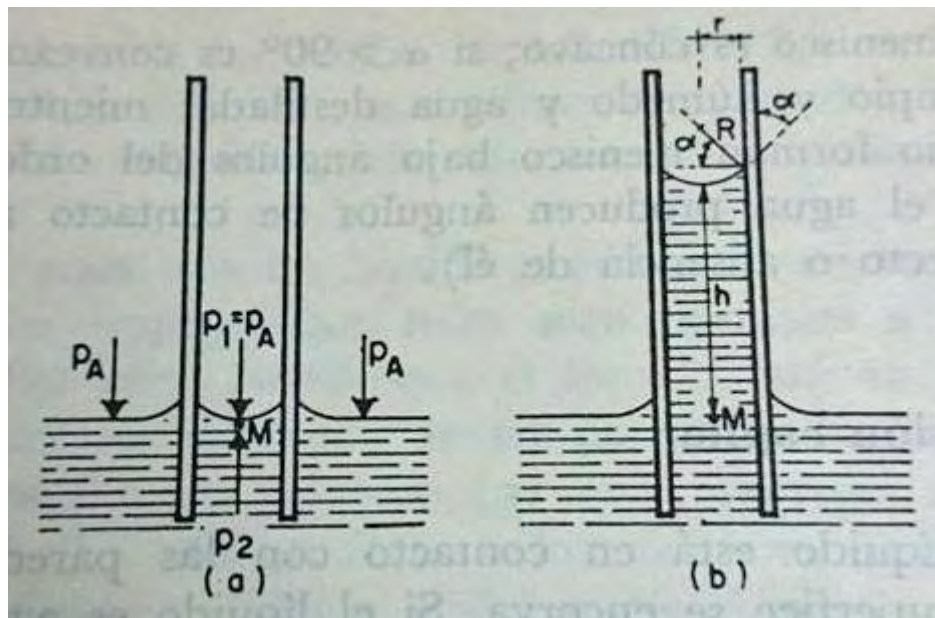


Figura 1.3 Ascensión capilar.

Fuente: (Juárez y Rico, 1978, 172).

Con lo anterior se puede deducir que el diámetro, mientras sea de menor diámetro la forma del menisco se acercará cada vez más a la esférica.

Como indicaron Juárez y Rico (1978), La tensión superficial que existe en la superficie de un líquido que se encuentra a la intemperie de debida a la atracción

entre las moléculas de la masa del líquido aplica sobre las moléculas que se encuentran en la superficie de esta. Mientras que las moléculas en el interior de la masa son atraídas por la misma fuerza de las moléculas que la rodean, lo cual no sucede con las moléculas de la capa superficial, pues al encontrarse a la intemperie se encuentran expuestas a los efectos del aire y del fluido considerando; estas atracciones son diferentes y no mantienen un equilibrio intermolecular lo cual origina un estado de tensión en toda la superficie libre del fluido.

“Entre los fenómenos causados por la tensión superficial, uno de los más característico y de mayor importancia práctica es, como ya se dijo, el de la ascensión capilar”. (Juárez y Rico, 1978, 173)

1.3.6.4 Deformidad.

En general se pueden encontrar 3 tipos básicos de comportamiento mecánico esfuerzo deformación en los suelos, estos son: Comportamiento elástico, plástico y viscoso.

Un cuerpo con comportamiento elástico, según dijo Zea Constantino (2004). Es aquel que al aplicarle una carga se deforma, sin embargo en el momento de retirar las cargas, el material regresa al estado geométrico en el cual inició. Contrariando al comportamiento anterior, el comportamiento plástico de un suelo se reconoce como aquel que no regresa a su estado geométrico inicial al liberar el material de todas las cargas por las cuales este fue deformado.

En los suelos viscosos la respuesta del material no influye solo de la magnitud de la carga, también tiene que ver el periodo de tiempo que la carga permanecerá

aplicada, a esto se le conoce como una respuesta “diferida”, para los comportamiento plástico y elástico la respuesta no influye del tiempo de aplicación por lo que su respuesta se le denomina “inmediata”.

1.3.7 Plasticidad.

Según Juárez y Rico (1978), una de las propiedades de algunos suelos es que al ser remoldeados, cambiando su porcentaje de humedad, su consistencia cambia de una manera peculiar, a estos se les denomina plásticos. En la antigüedad estos suelos se llamaron arcillas por los hombres que trabajaban con esta. Sin embargo el término pasó a mecánica de suelos en tiempos más modernos.

La plasticidad no puede definirse en términos simples, el decir que un suelo plástico es aquel que puede deformarse y remodelarse sin causar agrietamiento sería solo rasgar la superficie de su definición, siendo también el hecho de que una arena fina y húmeda posee las mismas cualidades cuando es deformada en un tiempo de ejecución prolongado, sin embargo esta no es plástica. Se encuentra una gran diferencia entre el comportamiento de la arcilla y el de la arena, el volumen, el volumen varía entre estos dos materiales en el momento de aplicar una carga, el volumen de una arena se mantiene en el momento de ser ejercida una fuerza, en cambio, el volumen de la arcilla puede variar en las mismas condiciones. De acuerdo con Juárez y Rico (1978).

“En mecánica de suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote

elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse o agrietarse. (Juárez y Rico; 1978:127).

Existen varios métodos para medir la plasticidad de un suelo de acuerdo con Juárez y Rico (1978). Sin embargo solo se revisará uno. Se debe entender que la plasticidad es una propiedad que no existe permanentemente en las arcillas, esto depende principalmente de la humedad de esta. Una arcilla muy seca puede adquirir una consistencia dura y una plasticidad nula, por el contrario, con una humedad suficiente el material puede adquirir la consistencia de un lodo semilíquido o inclusive la de una suspensión líquida, dentro de los dos extremos antes mencionados existe un punto en el cual el material se comporta de manera plástica.

Según el contenido de agua un suelo que puede ser plástico se podría colocar en la sig. Clasificación:

- Estado líquido
- Estado semilíquido
- Estado plástico
- Estado semisólido
- Estado sólido

Estos estados son las fases del suelo conforme son afectados por la pérdida de agua.

“La frontera convencional entre los estados plásticos y semisólido fue llamada por Atterberg *límite plástico* y definida también en términos de una manipulación de laboratorio (Juárez y Rico; 1978:127).

1.3.8 Consolidación.

Juárez y Rico (1978) especificaron que todo material al ser sometido a condiciones de esfuerzo, experimenta deformaciones. La deformación de los suelos aun con cargas pequeñas, es mucho mayor que en los elementos estructurales. Además surge otro problema, las deformaciones en un suelo no suceden en el mismo instante en que se aplican las cargas, como usualmente ocurre en elementos estructurales, en los suelos su deformación puede tener una duración de unas horas hasta varios años, dependiendo de las condiciones en que se encuentre el suelo, su granulometría y finalmente el tipo de carga que será aplicada sobre él, por esto las estructuras cimentadas sobre suelos principalmente plásticos como las arcillas, suelen manifestar agrietamientos después de algunos años de ser construida. Otra desventaja que tiene la deformación de un suelo, es que, por lo contrario de otros elementos que al ser deformados solo cambian su forma, el suelo cambia su forma y presenta variación importante de su volumen. Por esto, es indispensable para el ingeniero realizar un estudio de mecánica de suelos para predecir el comportamiento del suelo con la carga que se le aplicará y así poder evitar deformaciones excesivas y diferenciales del suelo, que pongan en riesgo la estructura y las personas que utilicen el inmueble.

Uno de los factores que influyen en la consolidación del suelo es el tiempo, el factor tiempo en la consolidación se puede definir con la ecuación 1.7

$$T = ((k(1+e))/a_v \gamma_{10})(t/H^2)$$

Ecuación 1.7: Ecuación del factor tiempo

Fuente: (Juárez y Rico, 1978, 275)

Con la expresión anterior podemos deducir algunos hechos relevantes:

- a) Si los demás valores permanecen constantes, el tiempo que se necesita para alcanzar el grado de consolidación deseado, su variación es directamente proporcional al cuadrado del espesor del estrato.
- b) Si los demás valores permanecen constantes, el tiempo que se necesita para alcanzar el grado de consolidación deseado, su variación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad del suelo.
- c) Si los demás valores permanecen constantes, el tiempo que se necesita para alcanzar el grado de consolidación deseado, su variación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad.

Según lo visto en este capítulo se puede concluir que los suelos tienen muchas y muy variadas condiciones y propiedades, es de vital importancia que el ingeniero civil conozca todos y cada uno de los aspectos del suelo antes de considerar utilizar el suelo para trabajar, no solo para saber cómo trabajarlos, existen ocasiones en las que el suelo es inútil para trabajarse y se debe sustituir por un suelo con mejores propiedades.

CAPÍTULO 2

ESTRUCTURAS DE RETENCION DE TIERRAS

En el presente capítulo se da a conocer de una manera sencilla el concepto de “muros de contención”, desde sus partes hasta los diferentes materiales utilizados para construirlos, ya sean mamposterías o concreto armado, además de estudiar los componentes del material, además, se analizara la reacción del muro a los diferentes tipos de relleno, las diferentes reacciones del muro vienen desde, deslizamiento, vuelco o flexión.

2.1 Concepto muros de contención.

“Los muros son obras destinadas a la contención de tierras en general. En particular pueden contener granos, agua; etc.”(Barros Peña, 1974, 11)

Los muros, según Barros Peña (1974), se encuentran a la intemperie, por lo cual está sujeto a los efectos de la naturaleza, el agua de la lluvia se filtra a través de la tierra y el muro pasa a sostener las cargas, no solo del suelo, también del agua que se mantiene en el muro, es por eso que se debe tener un óptimo sistema de drenaje para liberar el muro de las cargas del agua, además que se deberá tomar en cuenta los lapsos de carga para el cálculo del muro, ya que si no, el muro se puede ver afectado por el vuelco.

La utilización de los muros es bastante utilizada en la ingeniería civil, la importancia de estos los hacen indispensables en muchas obras, la obra más sencilla como una fosa para revisar automóviles en un taller mecánico necesita un

muro de contención en las tierras vecinas al foso para evitar que la fosa se llene de material, estos muros soportaran la carga estática y dinámica que el paso de los automóviles y las vibraciones que estos causan en el suelo. Otro uso muy frecuente de los muros de contención reside en los túneles subterráneos en los cuales es indispensable la construcción de muros de concreto armado para poder llevar a cabo dichos túneles. También se debe enfatizar que en la construcción de cualquier sótano en cualquier construcción lleva implícito la construcción de un muro de contención, se podrían mencionar todos y cada uno de los casos en los cuales son necesarios los muros de contención para que estas obras se lleven a cabo, sin embargo pasaremos a la descripción de las partes del muro.

2.2 Partes de un muro de contención.

Se debe enfatizar que las partes que se mencionarán a continuación no se aplican en todos los muros, algunas partes faltaran en algunos muros en especial, tal sería el caso de partes como la puntera, el tacón o el talón, esto depende si el muro es o no es de gravedad, es decir, si es de concreto simple o concreto armado.

En los muros de concreto armado, como indica Barros Peña (1974), se encuentra en la parte superior la coronación, la pared del lado del relleno es llamada trasdós y el otro lado se le denomina alzado, debajo del muro se encuentra el talón, el tacón y la puntera como se muestra en la figura 2.1.

En lo muros de mampostería, al igual que en los de concreto armado, en la parte superior se encuentra la “coronación” y en la parte interior del muro el “trasdós”, a diferencia de este, el muro de mampostería lleva como nombre en su pared

exterior “intrados”, además en este, como se especifico con anterioridad, no se encuentran las partes inferiores como se especifica en la figura 2.2.

Como especificó Barros Peña (1974), la figura 2.1 es el tipo clásico de un muro de concreto armado, en la figura 2.2 se puede ver un muro de concreto simple o de mampostería.

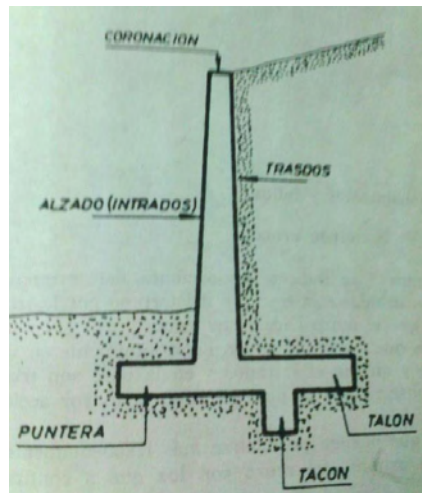


Figura 2.1: Muro de concreto armado.

(Barros Peña, 1974, 12).

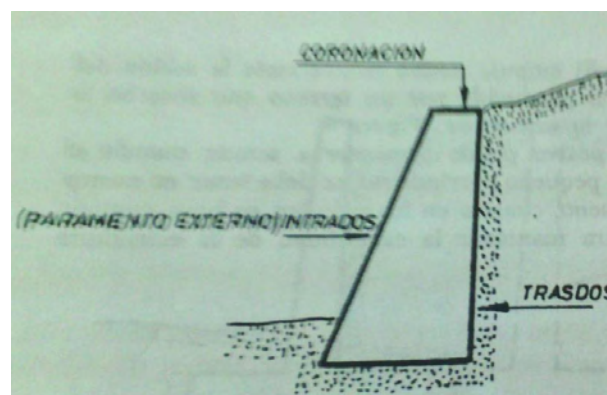


Figura 2.2: Muro de concreto simple o muro de mampostería.

(Barros Peña, 1974, 12).

2.3 Muro de concreto armado.

Estos son muros de concreto fuertemente armados. Presentan movimientos de flexión muy ligeros, su espesor requerido aumenta dependiendo la altura, dado que trabaja como un voladizo vertical. Presenta un talón en el cual el muro puede apoyarse sobre el terreno, de este modo el muro y el terreno trabajan en conjunto.

En la figura 2.3 se pueden apreciar las acciones del terreno sobre un muro de concreto armado, estas acciones son debidas a la transmisión de esfuerzos del muro al terreno.

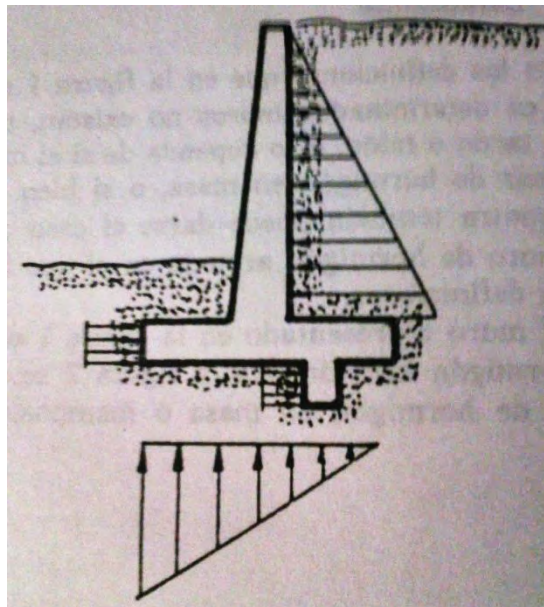


Figura 2.3 Acciones del terreno sobre un muro de concreto armado.

Fuente: (Barros Peña, 1974, 15).

2.4 Muro de mampostería.

Se llama mampostería al sistema tradicional de construcción que consiste en erigir muros y paramentos mediante la colocación manual de los elementos o los materiales que los componen (denominados mampuestos) que pueden ser, por ejemplo: ladrillos, bloque de cemento prefabricado o piedras, talladas en formas rectangulares” (es.wikipedia.org, 2015,)

En este tipo de muro no existen roturas de alzado, punteras o talón ya que en este tipo de muro, dichas piezas no existen, sin embargo, todavía existe la posibilidad del vuelco producido por escases del propio peso del muro.

Los materiales utilizados para la mampostería, según Barros Peña (1974), se sacan de una cantera, los elementos se utilizan en el estado en el que se encuentran sin pasar por ningún proceso que cambien la estructura química o física del elemento, esto exceptuando las superficies que se verán en el muro y las que tocarán las otras piedras ya que éstas deben embonar perfectamente entre los elementos, esto para que el muro goce de un alto nivel de estética y seguridad.

Las piedras utilizadas para los muros de mampostería varían dependiendo de la siguiente clasificación:

- ❖ Piedras muy duras
- ❖ Duras
- ❖ Semiduras
- ❖ Blandas
- ❖ Muy blandas

Se busca que las piedras utilizadas para la mampostería tengan seguridad y que al mismo tiempo sea económica, para esto se analizarán las canteras más cercanas a la obra en busca de material, se analizarán los elementos encontrados en la cantera, se observará la homogeneidad del elemento, se debe revisar la existencia de zonas débiles o fisuras que se puedan encontrar en el elemento, una vez analizada la homogeneidad del elemento se debe pasar por una prueba de auscultación geotécnica en el laboratorio de suelo que consiste en revisar los sonidos internos del elemento para verificar su dureza, esto ayudará a eliminar las piedras blandas y muy blandas de la clasificación ayudará al muro a soportar más eficientemente las cargas de compresibilidad además de ser fácilmente degradables por los efectos del ambiente, esto podría formar una superficie calcárea en la roca al ponerse en contacto con el agua, esto desmoronaría la consistencia pétreo con el pasar del tiempo, por otro lado, tampoco se debe utilizar piedras con una dureza extrema ya que las propiedades adherentes con el mortero de esta es deplorable, la deficiencia de la adhesión de este elemento, con el tiempo, puede causar fisuras y cavidades que permitirían la entrada de agua al interior del muro y presentaría aun más problemas en la estructura del muro, además, las piedras no deben de ser heladizas, para esto se someten a pruebas de congelación y descongelación. Por último, la porosidad, la porosidad de las piedras no debe de aumentar su relación a un 16%.

Un muro de mampostería, de acuerdo con Barros Peña (1974), depende en gran parte de la localización de la estructura, y esta será la encargada de dar la clasificación necesaria de las rocas que se utilizaran en el muro ya que se utilizara la mejor y más barata piedra que la región pueda proveer. Las rocas más utilizadas

para estos casos son: el granito, sienita, basalto, arenisca, gneis, etc. La resistencia a la compresión de estos materiales varía entre los 800 y 3000 kg/cm². Las areniscas varía entre los 300 y 1500 kg/cm², por lo tanto, se consideran las de menor resistencia a compresión. Estos materiales también son resistentes a los efectos del fuego, heladas y de los agentes químicos.

Cabe mencionar que cuando se utiliza un material desconocido es necesario someterlo a pruebas en un laboratorio para averiguar sus características como la resistencia, la compresión, heladas, tracción, etc.

2.4.1 Resistencia de los muros de mampostería.

Así como se pueden demostrar las características de resistencia de los materiales más utilizados, también es posible conocer las características del mortero que se utilizara para el muro, sin embargo es imposible conocer la resistencia del muro una vez que este ha sido construido, por lo tanto las normas DIN han dado unos valores que varían conforme a la esbeltez del muro, el muro de contención nunca llega a un grado muy grande de esbeltez ya que este debe tener un peso elevado para soportar los empujes de tierras y equilibrarlo con el rozamiento. Las normas 2 de mortero y 5 de piedras, estas se clasifican de acuerdo a su resistencia a la compresión mínima.

MORTEROS		
A)	Resistencia a compresion minima de	25 kg/cm ²
B)	Resistencia a compresion minima de	100 kg/cm ²
PIEDRAS		
A)	Resistencia a compresion minima de	200 kg/cm ²
B)	Resistencia a compresion minima de	300 kg/cm ²
C)	Resistencia a compresion minima de	500 kg/cm ²
D)	Resistencia a compresion minima de	800 kg/cm ²
E)	Resistencia a compresion minima de	1200 kg/cm ²

Tabla 2.1. Tabla de resistencia de las normas DIN.

Fuente: Adaptación propia de (Barros Peña, 1974, 228).

2.5 El mortero en la mampostería.

El mortero es un compuesto creado a base de un cemento, un agregado fino y agua. Sirve para erigir de una manera más solida las estructuras de la albañilería, yesos, masillas y, si se adiciona con agregados gruesos, concreto. Las propiedades de los morteros varían en gran cantidad dependiendo del cemento que se le agregue, esto sin pasar por alto la proporción de cemento y arena, las características y granulometría de la arena, y la proporción de agua y sólidos.

Según Merritt, Loftin y Ricketts (2008), las lechadas en cierta forma son como los morteros en cuanto a su composición, pero las mezclas se proporcionan para obtener, antes del fraguado, una consistencia de fluidez sin segregación de los componentes.

2.6 Mortero y sus propiedades.

Existen diferentes tipos de mortero, en la tabla 2.2 se analizarán cada uno de ellos.

Tipo de mortero	Partes por volumen			Agregado medido humedo y suelto	Promedio minimo de resistencia a compresion de 3 cubos de 2 in a 28 dias
	Cemento portland	Cemento de mamposteria	Cal hidratada o cal apagada		
M	1 1	1	1/4	No menos de 2 1/4 ni mas de 3 veces la suma de los volumenes de los cementos y cales utilizados	2500
S	1/2 1	1	Mas de 1/4 a 1/2		1800
N	1	1	Mas de 1/2 a 1 1/4		750
O	1	1	Mas de 1 1/4 a 2 1/2		350
K	1		Mas de 2 1/2 a 4		75
PL	1		1/4 a 1/2		2500
PM	1	1			2500

Tabla 2.2 Tipos de mortero.

Fuente: Adaptación propia (Merritt, Loftin y Ricketts, 2008, 5.10).

La facilidad de trabajar el mortero, es una propiedad importante de los morteros. La trabajabilidad del mortero se controla mediante la proporción de cemento con la proporción de arena. Por ejemplo, si se ponen 3 partes de arena y una parte de masilla de cal apagada, será más trabajable que una hecha con 2 partes de arena y una parte de cemento portland. Pero el mortero de 3 a 1 tiene una menor resistencia. Si se hace la correcta elección de materiales cementosos, se obtiene generalmente un término más o menos satisfactorio, o sea, un mortero de adecuada resistencia y facilidad de ser trabajable.

2.7 Muro de concreto armado.

Para poder definir el concepto de un muro de contención fabricado de concreto armado primeramente se debe definir qué es un concreto armado:

“La técnica constructiva del concreto armado consiste en la utilización de concreto reforzado con barras o mallas de acero, llamadas armaduras. También se puede armar con fibras, tales como fibras plásticas, fibra de vidrio, fibras de acero o combinaciones de barras de acero con fibras dependiendo de los requerimientos a los que estará sometido. El concreto armado se utiliza en edificios de todo tipo, caminos, puentes, presas, túneles y obras industriales.” (es.wikipedia.org, 2015)

A diferencia de los muros de mampostería en los cuales se hace énfasis en los estudios de las tracciones, diciendo que el centroide del muro debe ser atravesado por la resultante de las fuerzas de cada sección, esto no aplica para el concreto armado ya que es lo suficiente fuerte como para soportar los esfuerzos elevados de tracción, es por esto las estructuras de concreto armado son mas esbeltas que las de mampostería, y es por esto que estos muros son los mas comúnmente utilizados cuando las limitantes del espacio presentan un problema para la edificación.

Para poder elegir el tipo de muro que será utilizado es necesario llevar apropiadamente todos los estudios de suelos necesarios para conocer las propiedades y comportamientos de ellos, así como tener en cuenta que es lo que se construirá en el terreno que será bardeado por el muro de contención, ya que las diferentes ocupaciones y usos del terreno podrían afectar directamente en el muro. Por ejemplo: si el terreno es utilizado para edificar un empaque de fruta o verduras esto significara que el terreno será transitado frecuentemente por camiones de alto

peso, esto causara vibraciones en el suelo y por consiguiente en el muro, lo que a la larga debilitara el muro y hasta podría derribarlo, sin embargo si el terreno se utilizara para dar lugar a una casa habitación, se podrá tener en cuenta que los movimientos en el terreno no serán de gran impacto y se podrá diseñar el muro de una manera más simple, también, si el muro es construido a borde de carretera de igual manera se tendrá que considerar el paso de camiones pesados sin embargo no será tan grande como en el ejemplo del empaque. Entonces y solo entonces el constructor podrá tomar la decisión de construir el muro de mampostería o de concreto armado según sean sus necesidades.

2.7.1 Tipos de concreto armado.

A continuación se hablará de los principales tipos de muros de concreto armado según Barros Peña (1974), estos se puede encontrar en las diferentes construcciones:

❖ Muro de pantalla empotrada en el terreno.

Un muro como el que se puede ver en la figura 2.4, este muro será construido en un terreno en el cual la consistencia del terreno sea rígida o rocosa, este tipo de muro se acostumbra cuando la coronación del muro no rebasa los 4 metros y el ancho de la base no es menor de 20 cm.

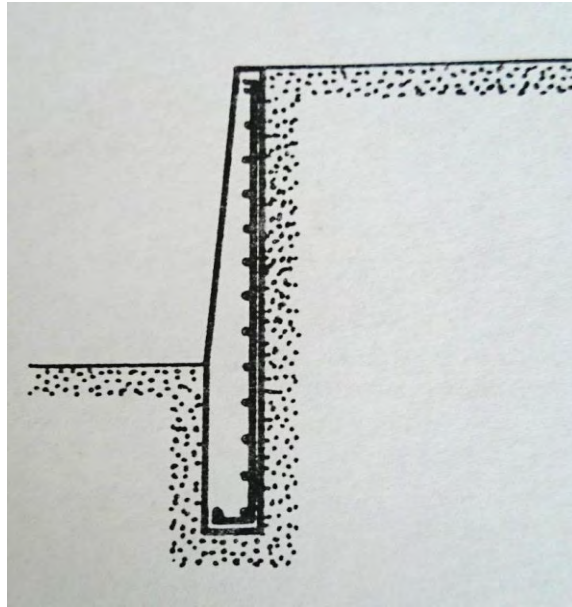


Figura 2.4 Muro de pantalla empotrada en el terreno.

Fuente: (Barros Peña, 1974, 171)

❖ Muro de talón.

Este tipo de muro existe en casos en que un lindero impide la construcción de la puntera, este tipo ofrece buenas condiciones que se pueden necesitar por el peso de tierras, la medida del talón con respecto a la altura suele ser de $0.65 \cdot h$ y se puede apreciar en la figura 2.5.

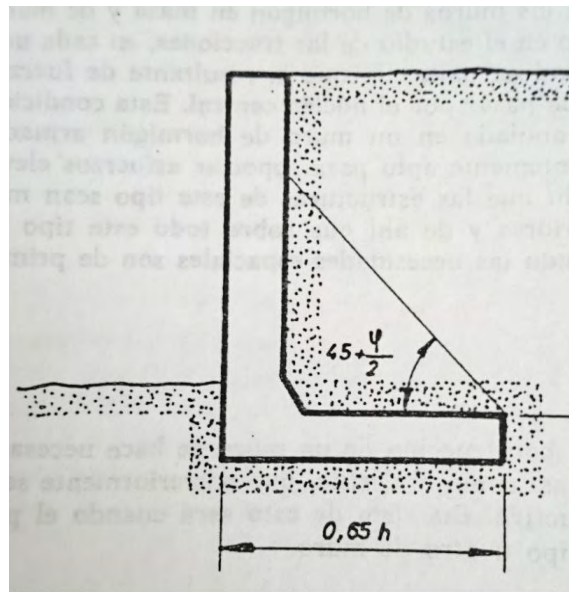
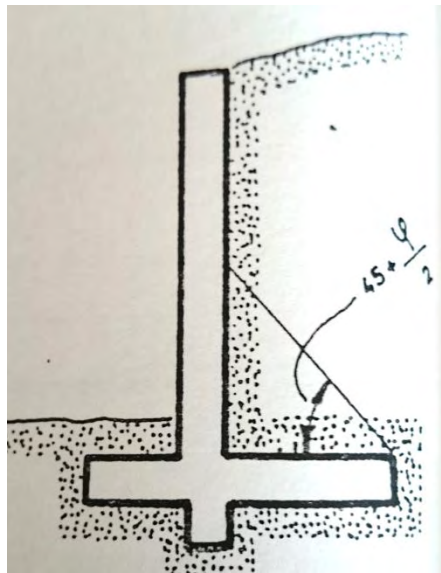


Figura 2.5 Muro de talón.

Fuente: (Barros Peña, 1974, 171).

❖ Muro de puntera y talón.

Este muro que se puede observar en la figura 2.6, es uno de los más utilizados debido a su estabilidad, la porción de tierras comprendidas entre el muro y la línea es igual que la del muro de talón (fig 2.5), además, se pueden adaptar ladrillos de concreto transversalmente en los cuales se unen el talón y la pantalla para mejorar su eficiencia.

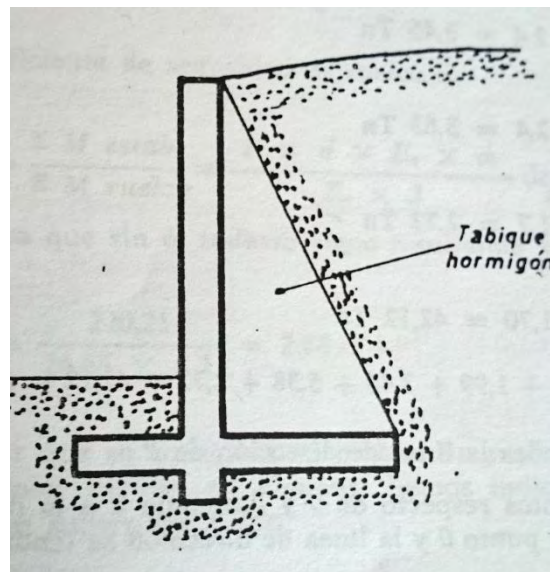


2.6 Muro con puntera y talón.

Fuente: (Barros Peña, 1974, 171).

❖ Muro con contrafuertes

Como se puede observar en la figura 2.7, el muro con contrafuertes está constituido por una pantalla que se encuentra seccionada por contrafuertes, teniendo esto en cuenta la pantalla se diseñará de la misma forma que una viga horizontal con contrafuertes, esto admitiría una tracción en el concreto de 7 kg/cm^2 . Usualmente los contrafuertes están a una distancia de entre 3 y 4 metros uno de otro. Para calcular la estabilidad se debe de tomar en cuenta la distancia existente entre 2 secciones contiguas.



2.7 muros con contrafuerte.

Fuente: (Barros Peña, 1974, 171).

2.8 Teoría de Rankine.

“Es la solución a un campo de tensiones que predice las presiones activas y pasivas del terreno. Esta solución supone que el suelo está cohesionado, tiene una pared que está friccionando, la superficie suelo-pared es vertical, el plano de rotura en este caso sería planar y la fuerza resultante es paralela a la superficie libre del talud.”(es.wikipedia.org, 2015)

2.8.1 Empujes activos.

La fórmula de Rankine es un método efectivo para obtener los valores de empuje de un manera segura e inmediata cuando este tiene el trasdós ubicado en una posición vertical. Por esto en el momento en el que se cumpla dicha condición, no se dudará en utilizar este método, esta fórmula también es utilizada para obtener los empujes pasivos de un muro con la formula 2.1

$$Ea = \gamma \frac{H^2}{2} \cos \lambda \frac{\cos \lambda - \sqrt{\cos^2 \lambda - \cos^2 \phi}}{\cos \lambda + \sqrt{\cos^2 \lambda - \cos^2 \phi}}$$

Ecuación 2.1 Empujes activos.

Fuente: (Barros Peña, 1974, 56).

Los términos de la fórmula 2.1 serán explicados en la figura 2.8.

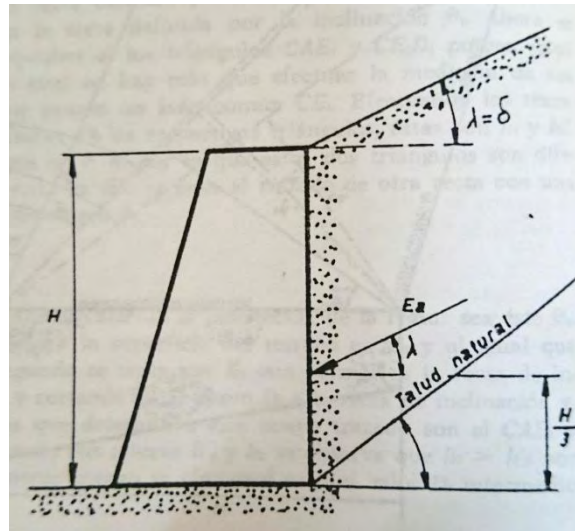


Figura 2.8 Especificaciones del empuje activo.

Fuente: (Barros Peña, 1974, 55).

La fórmula anterior es aplicada cuando el grosor del muro es de 1 metro, debido a la forma del muro el empuje activo será aplicado a un tercio de la altura total del muro y forma con la horizontal un ángulo igual al que forma la superficie del terreno. Si existe el caso en el cual la superficie del terreno sea horizontal el empuje activo se aplicará en un ángulo de 0° , debido a esto y para mayor simplicidad se generó una tabla (tabla 2.3) en la que se indican los valores del coeficiente de \tan^2 , así como los valores de λ y del talud natural.

CLASE DE TERRENO	λ Tn/m	TALUD NATURAL ϕ	$\tan^2((\pi/4)-(1/2))$
RELLENO DE TIERRA VEGETAL	1.7	25°	0.41
RELLENO DE PEDRAPLEN	1.8	40°	0.22
TERRAPLEN SECO	1.4	37°	0.25
TERRAPLEN HUMEDO	1.6	45°	0.172
ARENA SECA	1.6	32°	0.3
ARENA HUMEDA	1.8	40°	0.22
ARCILLA SECA	1.6	42°	0.18
ARCILLA HUMEDA	2	22°	0.45
GRAVILLA SECA	1.9	37°	0.25

Tabla 2.3: Valores del coeficiente.

Fuente: adaptación propia (Barros Peña, 1974, 58).

El ángulo del talud natural radica entre los 20 y 45° variando para cada tipo de tierra. La tabla 2.3 simplifica los cálculos para los muros con un parámetro vertical por la fórmula de Rankine.

2.8.2 Empujes Pasivos.

Cuando un muro entra en contacto con el empuje activo se ocasiona un corrimiento, el corrimiento es una acción que se presenta en absolutamente todos los muros, sin embargo, en algunos su fuerza es tan poca que no afecta la estabilidad del muro, este corrimiento de pequeño valor es el que ocasiona que se presente el empuje pasivo y entonces se podrá calcular la obra de acuerdo con dicho empuje ya que esto apoyara la función de contención del muro del que es objeto y para el cual este será construido.

El empuje pasivo ayuda a estabilizar el muro debido al corrimiento causado por el empuje activo, en la tabla 2.4 se explica a detalle lo que sucede en el muro.

CAUSA	EFEECTO	LUGAR DE APLICACIÓN DEL EFECTO
Ea	CORRIMIENTO	MURO
CORRIMIENTO	DISMINUCION DE Ea	TIERRAS DEL TRASDOS
CORRIMIENTO	APARICION DE Ep	TIERRAS DEL INTRADOS
CORRIMIENTO	DISMINUCION DE Ea Y AUMENTO DE Ep	MURO TRASDOS E INTRADOS

Tabla 2.4: Causas y efectos del muro.

Fuente: Adaptación propia (Barros Peña, 1974, 60).

La teoría de Rankine para empujes pasivos tiene en consideración un suelo homogéneo, isótropo, continuo y elástico.

La ecuación de Rankine para un muro de parámetro vertical y terreno horizontal es la siguiente:

$$E_p = \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2}$$

Ecuación 2.2 Empuje pasivo.

Fuente: (Barros Peña, 1974, 61).

En la tabla 2.5 se indican los valores del coeficiente de \tan^2 , así como los valores de λ y del talud natural para los empujes pasivos.

TIERRAS	λ Tn/m	TALUD NATURAL ϕ	$\tan 2((\pi/4)-(1/2))$
GRAVA Y ARENA COMPACTA	2	30°	3
GRAVA Y ARENA SUELTA	1.7	30°	3
ARCILLA	2.1	20°	2.01
TERRAPLEN SECO	1.4	37°	4.02
TERRAPLEN HUMEDO	1.6	45°	5.88
TERRAPLEN ARENA SECA	1.6	32°	3.41
TERRAPLEN ARENA HUMEDA	1.8	40°	4.59
TERRAPLEN ARCILLA SECA	1.6	42°	6.12
TERRAPLEN ARCILLA HUMEDA	2	22°	2.19
TERRAPLEN GRAVILLA SECA	1.85	37°	4
TIERRA VEGETAL	1.7	25°	2.47
PEDRAPLEN	1.8	40°	4.59

Tabla 2.5 Valores del coeficiente.

Fuente: adaptación propia (Barros Peña, 1974, 61).

2.9 Fallas que puede presentar un muro.

Un muro puede fallar de muchas y muy diversas formas, a continuación se analizarán las más comunes, en necesario revisar la seguridad de una estructura de retención de tierra, según indicó Leister de Almeida (2012), ya que para estos existen diversos tipos de rotura, entre los más comunes se pueden encontrar:

- ❖ Deslizamiento sobre la base: Esta ocurre cuando la resistencia al deslizamiento del muro se suma al empuje pasivo disponible al frente de la estructura y juntas no logran nulificar los efectos del empuje activo que actúa sobre el muro.
- ❖ Vuelco: Este se origina cuando el momento de estabilidad del peso propio del muro, en relación al punto de volcadura, es insuficiente para nulificar el momento del empuje activo.

- ❖ Rotura de la cimentación: Esta se origina las presiones que son aplicadas al suelo de cimentación por la estructura supera su capacidad de carga y este se fractura ocasionando fallas en la cimentación del muro

- ❖ Rotura global del macizo: Esta se origina cuando ocurre un deslizamiento a lo largo de una superficie de falla que envuelve la estructura de contención.

- ❖ Rotura interna de la estructura: Este tipo de rotura únicamente se presenta en estructuras de contención del tipo “Gaviones”, ocurre cuando una rotura de las secciones intermedias de los gaviones, esto puede ocurrir por un deslizamiento en alguna de las secciones superiores o por un exceso de presión sobre la estructura.

A continuación en la fig 2.9. Se puede apreciar gráficamente todas y cada una de las roturas previamente mencionadas.

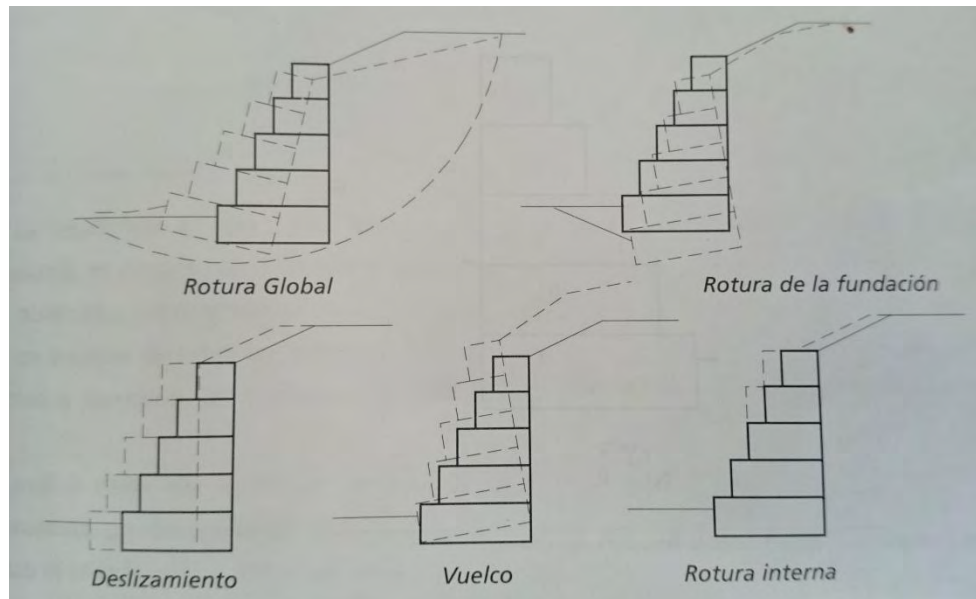


Figura 2.9 Tipos de Rotura.

Fuente: Adaptacion propia de (Leister de Almeida, 2012, 69).

Las probabilidades de que existan fallas en el muro aumentan si el estudio de este no se hace correctamente ya que pueden presentarse condiciones no previstas en el momento de calcularlo, los problemas que pueden presentarse en el muro varían pero los más destacados son los siguientes:

a) Deslizamiento.

El deslizamiento se da como consecuencia del empuje activo de las tierras, si el tacón y la puntera no están bien diseñados, así como toda la base, si estas condiciones se cumplen el muro tiende a deslizarse en el sentido que el empuje activo lo obliga. Una solución para este problema podría consistir en aumentar el tacón, el grueso de la puntera o la base total.

b) Rotura de alzado.

Este problema resulta del mal cálculo de la armadura de unión del alzado con la base. En una sección específica aparece un momento y un esfuerzo cortante que pueden producir efectos importantes si estos no están previstos. La solución para este fallo consta de colocar la armadura necesaria según el cálculo previo.

c) Vuelco.

Según la figura 2.3 se puede apreciar que la puntera ejerce una acción importante sobre el terreno, si esta acción supera la resistencia mecánica del suelo, la puntera puede producir un asiento y puede llegar a provocar el vuelco de muro. La solución para estos casos consta en el aumento de la superficie del asiento de la puntera, con estos la carga de la puntera se distribuirá en un espacio mayor sobre el terreno en cuestión.

d) Roturas de la puntera y del talón.

Si la puntera y el talón no fueron armados de acuerdo a los estudios previamente realizados pueden dañarse mediante grietas que pasaran a causar una rotura en las piezas.

e) Fallo por deslizamiento profundo del suelo en el que se encuentra el muro.

Este fallo se da cuando no se hacen los correctos estudios de mecánica de suelos, sin embargo puede que al hacer la auscultación del terreno revele que a cierta profundidad tenga una determinada resistencia, capacidad de soportar un esfuerzo, y que sin embargo llegando incluso un metro más abajo las

propiedades de los suelos cambie y modifique su resistencia. Como regla debe preverse un fallo de este tipo cuando al llegar más profundo una vez y media la altura del muro se encuentre una capa más débil que la del cimiento.

2.10 Predimensionamiento y generalidades de diseño de un muro.

En el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1981) se dan las siguientes recomendaciones para el diseño y predimensionamiento de muros de gravedad, concreto armado y muro de contrafuertes, en general se revisara la altura del muro, el predimensionamiento que se realizara para su sección transversal y el peso propio del muro, sin embargo, las recomendaciones varían dependiendo el muro y existen especificaciones que solo se toman en cuenta para cierto tipo de muros.

2.10.1 Muros de gravedad.

Como se puede leer en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1981), se recomienda el uso de este tipo de muros cuando la altura del mismo no sea mayor a 5 mts.

En general la sección transversal vertical es trapezoidal y su dimensionamiento debe ejecutarse de manera que su sección transversal horizontal este sometida a esfuerzos de compresión siempre y cuando no se originen esfuerzos de tensión, se debe considerar que para un muro de mampostería se puede aceptar un valor de hasta 10 % del esfuerzo de compresión y para concreto debe ser menor

a $(1.6 (f'c))^{1/2}$ Para esto la resultante de las cargas verticales debe estar dentro de un tercio de la base.

Para su diseño se propone un predimensionamiento de la sección. El muro debe revisarse para asegurar que cumpla con la seguridad contra el deslizamiento y volteo. Se compararan los esfuerzos a los que estará sometido el muro contra la resistencia permisible del material en cuestión, para ello se contemplará una longitud unitaria del muro.

Finalmente, debe revisarse el peso propio del muro sobre la superficie de contacto, para asegurarse que este no exceda la resistencia del terreno.

2.10.2 Muros en Voladizo.

Como se puede leer en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1981), se recomienda el uso de este tipo de muros cuando la altura del mismo este entre 4 y 6 mts.

Este muro está constituido por un alma de concreto reforzado, una zapata hecha con una losa de base. Su estabilidad debe revisarse en base a los esfuerzos de flexión y cortante que se generan, estos se ocasionan por la presión lateral que se genera debido a la presión del suelo, el esfuerzo transmitido hacia el suelo debe ser revisado para evitar hundimientos que causara efectos colaterales en la cimentación.

La losa de la base forma un pie de muro exterior y un talón de apoyo interior. La estabilidad y resistencia del muro se logra mediante efectos que se efectúan entre los voladizos individuales y el muro.

2.10.3 Muros de contrafuertes.

Como se puede leer en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1981), se recomienda el uso de este tipo de muros cuando la altura del mismo.

Los contrafuertes se utilizan cuando el esfuerzo que se genera es tan grande que el muro tiene dimensiones o refuerzos excesivos o sobrados, esto afecta la el presupuesto del muro y por lo tanto seria más costoso.

Para la revisión de este se considerara el muro como una viga continúa y los contrafuertes actúan como apoyos. El pie exterior que es el que se encuentra del lado de los contrafuertes también se considera también una viga continua y el talón interno se considera como un voladizo.

Se debe de hacer una presupuesto del muro debido a que los contrafuertes generan un costo, sin embargo se debe tomar en cuenta que en algunas ocasiones si no se colocan contrafuertes el muro quedaría sobredimensionado, este presupuesto se debe de hacer considerando concreto, la cimbra, el trabajo, los refuerzos, etc. Este presupuesto se comparara con los costos que generarían otro

tipo de muro. Lo recomendable es que los contrafuertes se coloquen a una separación de $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2}$ de la altura total del muro entre sí.

Los contrafuertes se construirán sobre la cara exterior del muro, estos se someterán a compresión. Si los contrafuertes se construyen en la cara interior del muro los esfuerzos serán a tensión.

CAPÍTULO 3

RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se dará a conocer a fondo el lugar en el que se llevará a cabo el proyecto desde la descripción de su localización geográfica mencionando características físicas, geológicas, hidrológica, etc. Además de un informe fotográfico para tener una idea gráfica del sitio.

3.1 Generalidades.

El diseño del muro de contención debe aprovechar la topografía, ésta beneficiará la construcción del muro, los distintos desniveles del terreno deberán ser previstos en el momento de construir puesto que el muro será construido dentro de un fraccionamiento, estos deberán nivelarse y con esto y los estudios de mecánica de suelos podrán calcularse las dimensiones del muro, desde altura y profundidad hasta la corona y la base.

3.1.1 Objetivo y alcance.

Esta tesis tiene como objetivo, como se ha especificado en diferentes ocasiones, construir un muro de mampostería y probarlo con los distintos tipos de relleno para poder dar un veredicto de cómo interactúan estos con el muro y qué medidas correctivas se pueden tomar para optimizar la obra, desde reducir las dimensiones del muro si este está muy sobrado hasta reforzarlo en caso de que el

muro construido no sea lo suficientemente resistente para soportar el relleno, al final se decidirá de todos los rellenos cual es el que se acopla mas al muro que se calculo inicialmente y que recibirá las menores o incluso nulas modificaciones.

3.2 Resumen ejecutivo.

Para el presente trabajo la información fue recopilada por cuenta propia, los mapas topográficos fueron realizados con la ayuda de una estación total y un ingeniero civil que se dedica especialmente a los levantamientos topográficos, el estudio de mecánica de suelos fueron recabados con la ayuda del ingeniero Joaquin Galván Sierra que es especialista en suelos, los cálculos del muro fueron realizados con la ayuda del ingeniero, y asesor de esta tesis, Anastasio Blanco Simiano y por último el plano del muro fue realizado por cuenta propia.

Se realizó una visita al predio urbano en el cual se realizará el proyecto, cabe mencionar que dicho predio recibe la denominación de urbano pues aunque no se encuentre urbanizado, este se encuentra en una zona que, a pesar de estar en las afueras de la ciudad, todavía se encuentra dentro de lo que se conoce como “manchón urbano”, por lo que se considera dentro de los linderos de la ciudad, en la visita realizada al lugar se verifico el estado actual del terreno y las mejorías que se necesitaban realizar para acoplarse al proyecto, además de un muro divisorio a medio construir de un terreno vecino que se observa en la fotografía a continuación.



Fotografía 3.1 Muro divisorio sin terminar, encontrado en el sitio.

Fuente: Propia.

Además del muro se encontró una zanja en la cual se pretendía seguir el muro y por alguna razón desconocida se dejó de construir, la zanja construida para este muro no era lo suficientemente profunda para poder considerar este como un muro de contención, la zanja es la que podemos apreciar en la fotografía 3.2



Fotografía 3.2 Zanja contigua al muro.

Fuente: Propia.

3.3 Entorno del lugar.

A continuación se analizará el sitio visto desde una posición geográfica para poder ubicarlo en cualquier parte del mundo, además de posicionarlo en el país junto con la localización GPS y los estados colindantes, además de imágenes satelitales para poder ubicarlo perfectamente.

3.3.1 Macro y micro localización.

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 de México, latitud norte de 20°24', latitud sur 17°55', longitud oeste 100°04', colinda con los estados de Jalisco, Colima, Querétaro, México y Guerrero, al sur colinda 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, Nuevo Urecho, Gabriel Zamora, Parácuaro, Nuevo Parangaricutiro, Tancítaro y Peribán.

Se puede apreciar una foto satelital de la ciudad de Uruapan inclinada al norte para poder observar el lugar del proyecto.

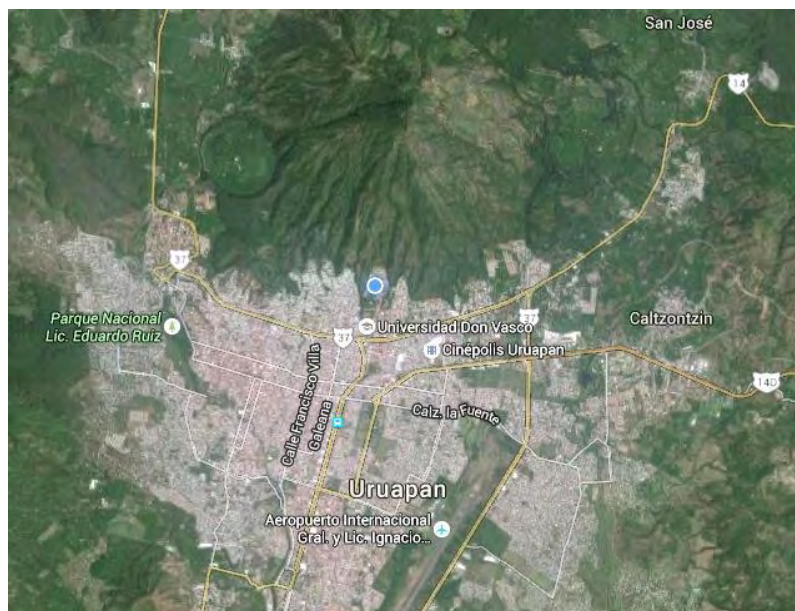


Foto 3.3 Foto satelital del municipio de Uruapan del Progreso.

Fuente: www.google.com.mx.

El predio en el cual se realizará el proyecto se encuentra al norte de la ciudad de Uruapan, la entrada del predio es a través de una brecha cuya entrada se encuentra en la carretera Carapan-Uruapan aproximadamente 6 km saliendo de los linderos oficiales de la ciudad de Uruapan, en las aproximaciones del predio se

encuentra el centro de estudio industrial y de servicios numero 27, la cervecería modelo, el instituto tecnológico superior de Uruapan y el grupo West Pack de Mexico. En la siguiente imagen se pueden apreciar los alrededores del terreno y todo lo mencionado anteriormente:

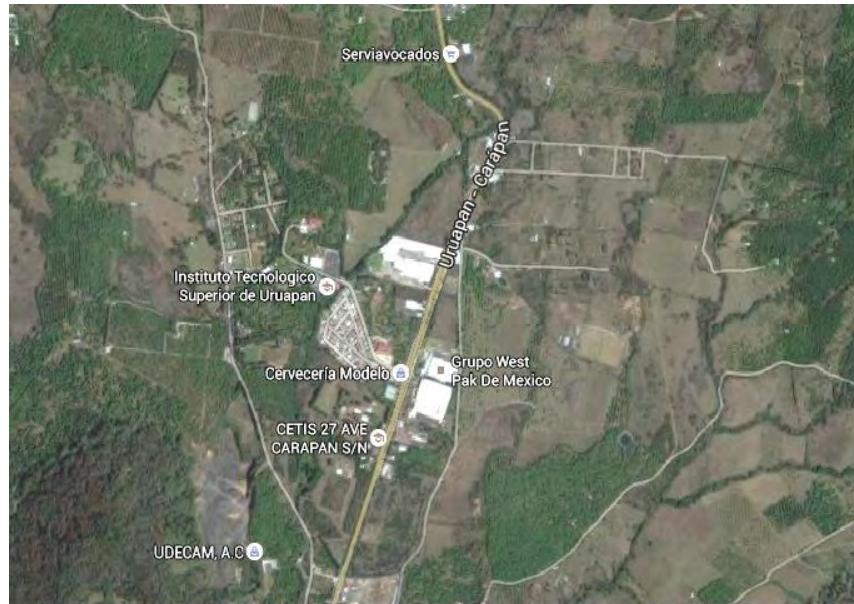


Foto 3.4 Foto satelital de las inmediaciones del terreno.

Fuente: www.google.com.mx.

En la siguiente imagen se puede apreciar los límites del terreno, en esta se puede apreciar el terreno completo.



Foto 3.5 Foto satelital del terreno para el proyecto.

Fuente: www.google.com.mx.

3.3.2 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 Barbara que nace en la presa de Caltzonzin cruzando por la parte oriente de la ciudad, estos dos son parte de la cuenca del río Balsas.

3.3.3 Clima.

El clima del municipio de Uruapan es muy cambiante en comparación con los demás municipios del estado, esto debido a que existen variaciones en la altitud del

terreno, en total existen 5 tipos de climas en la ciudad, la zona norte cuenta con un clima templado subhúmedo con lluvias en verano, en la zona centro, que es la más elevada, tiene un clima templado húmedo con abundantes lluvias, en otro sector de la zona centro existe un semicálido húmedo con abundantes lluvias, en la zona sur del municipio se registra un clima semicálido subhúmedo, el extremo más al sur de la ciudad está clasificada con un clima cálido subhúmedo.

3.3.4 Ecosistemas.

En la región se dedican principalmente a la agricultura, en especial en la zona centro y norte, el resto de la región domina la zona boscosa, en las zonas elevadas se encuentran pinos y encino, y en las zonas bajas parota, huaje, cascalote y carían.

La fauna predominante se encuentra el coyote, zorro, venado, zorrillo, liebre tlacuache, conejo, pato y chachalaca.

3.3.5 Economía.

La agricultura de Uruapan es mundialmente famosa, tanto que a este municipio se le conoce como “La capital mundial del aguacate”, siendo este su principal producto de agricultura. Otros productos también son, la caña de azúcar, el maíz, durazno, café, guayaba y hortalizas como jitomate, chile o calabaza.

En la zona se puede encontrar ganado bovino, porcino, caprino, equino, avícola y de silvicultura.

3.4 Reporte fotográfico.

En este apartado se presentarán y se explicarán fotografías que ayudarán al lector a ubicar visualmente el lugar en el cual se realizará el proyecto, desde cómo llegar y sus alrededores hasta el lugar en específico y su estado actual.

3.4.1 Traslado.

En la primera imagen se puede observar el frente del Centro de Estudios Tecnológico Industrial y de Servicios n° 27 (CETIS 27), un punto de referencia conocido entre la población.



Foto 3.6 Centro de Estudios Tecnológicos Industrial y de Servicios n° 27.

Fuente: Propia.

A un lado de ésta se encuentra el Instituto tecnológico superior de Uruapan, el cual es una de las pocas escuelas que cuenta con servicio de estudios superiores en la región.



Foto 3.7 Instituto Tecnológico Superior de Uruapan.

Fuente: Propia.

Frente a éste se encuentra la Cervecería Modelo, la cual es la única que se encuentra en el área, esta da la espalda directa al terreno para el proyecto.



Foto 3.8 Cervecería Modelo en Michoacán S.A. de C.V.

Fuente: Propia.

Más adelante se encuentra la entrada al camino de tierra que dará entrada al terreno en el cual se llevará a cabo el proyecto.



Foto 3.9 Entrada al camino de tierra para llegar al predio.

Fuente: Propia.

Para llegar al lugar se deben atravesar 700 mts de camino de tierra, este camino pasa por detrás del empaque “West pack”, la cervecería modelo y algunas construcciones clasificadas como casa habitación y locales comerciales.



Foto 3.10 Camino de tierra que conduce al terreno.

Fuente: Propia.

3.4.2 Estado actual del lugar.

La entrada del lugar se puede apreciar en la fotografía 3.11 presentada a continuación, como se puede observar, la entrada es muy pequeña a comparación del terreno, pero como pudimos observar en la fotografía 3.5, el terreno se extiende para dar forma al terreno en el cual se llevará a cabo el proyecto.



Foto 3.11 Foto de la entrada al terreno.

Fuente: Propia.

Como podemos apreciar en la foto 3.11 la vegetación del terreno se encuentra muy crecida, esto debido al descuido que se ah tenido, para poder llevar a cabo el terreno primero se deberá llevar a cabo una limpieza completa para retirar todo residuo de materia orgánica.



Foto 3.12 Interior del predio.

Fuente: Propia.

En la foto 3.12 se puede observar el terreno en su parte interior y como se puede apreciar la vegetación esta igual crecida en esta parte, además de que podemos observar declives en el terreno, los cuales fueron mencionados anteriormente, esto indica que se deberá llevar a cabo un proceso de trazo y nivelación para poder utilizar este predio para construir.

En la foto 3.13 se puede apreciar los inicios de la excavación que se tuvo que realizar poder hacer los cálculos del estudio de mecánica de suelos, que serán los inicios para poder construir el muro.



Foto 3.13 Excavaciones para el estudio de mecánica de suelos.

Fuente: Propia.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se explica a detalle la metodología usada para realizar la investigación, desde los métodos utilizados, hasta el alcance al que llega dicha investigación, así como el enfoque y el diseño de la misma, los instrumentos y herramientas utilizadas y una descripción detallada del proceso.

4.1.- Método empleado.

El método empleado en la presente investigación es el método científico, el cual “se fundamenta estrictamente en las técnicas experimentales, las operaciones lógicas y la imaginación racional, para servir como instrumentos de la adquisición del conocimiento científico.” (Tamayo; 2005: 38). El método científico consta de las siguientes fases:

- a) La observación: Consiste en examinar a detalle y con mucha atención todos los hechos y fenómenos que tienen lugar en la naturaleza. La observación científica exige, a su vez, un orden.
- b) La hipótesis: Después de la observación, el científico se plantea el cómo y por qué han ocurrido los fenómenos y se formula una hipótesis.
- c) La experimentación: Es la provocación del fenómeno, hecha a voluntad del investigador.

4.1.1.- Método matemático.

En ciencias aplicadas un método matemático según Hernández Sampieri y Cols. (2010), es uno de los modelos científicos que emplea algún tipo de formulismo matemático para expresar relaciones, proposiciones sustantivas de hechos, variables, parámetros, entidades y relaciones entre variables y/o entidades u operaciones, para estudiar comportamientos de sistemas complejos ante situaciones difíciles de observar en la realidad.

En muchos casos la construcción de modelos matemáticos útiles sigue una serie de fases bien determinadas:

- ❖ Identificación de un problema: En esta fase se detectará una situación compleja que necesita ser simulada, optimizada o controlada y por tanto requeriría un modelo matemático predictivo.
- ❖ Elección del tipo de modelo: Esto requiere precisar qué tipo de respuesta pretende obtenerse, cuales son los datos de entrada o factores relevantes, y para qué pretende usarse el modelo. Esta elección debe ser suficientemente simple como para permitir un tratamiento matemático que se seguirá con los recursos disponibles. Esta fase requiere además identificar el mayor número de datos fidedignos, rotular y clasificar las incógnitas y establecer consideraciones, físicas, químicas, geométricas, etc. que representen adecuadamente el fenómeno en estudio.
- ❖ Formalización del modelo: En esta fase se detallarán qué forma tienen los datos de entrada, qué tipo de herramienta matemática se usará,

como se adaptan a la información previa existente. También podría incluir la confección de algoritmos, ensamblaje de archivos informáticos, etc. En esta fase posiblemente se introduzcan también simplificaciones suficientes para que el problema matemático de modelización sea tratable computacionalmente.

❖ Comparación de resultados: los resultados obtenidos como predicciones necesitan ser comparados con los hechos observados para ver si el modelo está prediciendo bien. Si los resultados no se ajustan con lo previsto el procedimiento se deberá repetir para anular errores.

Es importante mencionar que la inmensa mayoría de modelos matemáticos no son exactos y tienen un alto grado de idealización y simplificación, ya que una modelización muy exacta puede ser más complicada de tratar de una simplificación conveniente y por tanto menos útil.

El método se centra en la implementación de algoritmos matemáticos para la resolución de problemas, estos se plantearán y analizarán con diversos procesos matemáticos para llegar al resultado deseado. Por tanto, la presente investigación se basa en el método matemático, ya que para las respuestas de las hipótesis, así como de los objetivos, se recurrirá a los métodos matemáticos adecuados, incluidos en los diversos procesos de análisis.

4.2.- Enfoque de la investigación.

“La investigación es un conjunto de procesos sistemáticos, críticos y empíricos que se aplican al estudio de un fenómeno” (Hernández Sampieri y Cols, 2010; 4)

Es necesario identificar hacia donde se dirige la investigación, es decir, se debe buscar el enfoque de la misma. Se han definido dos enfoques para la investigación, el cualitativo y el cuantitativo, los cuales presentan sus particularidades y diferencias uno del otro.

Tomando como base el enfoque cuantitativo, el cual es el utilizado en la presente investigación, se pretende describir a grandes rasgos el método mencionado, el cual usa la recolección de datos para probar hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías.

Para un análisis cuantitativo, se siguen una serie de pasos secuenciales que no pueden ser pasados por alto a lo largo de su ejecución, estos comienzan con generar una idea y plantear el problema de la misma, se revisa la literatura y desarrollo del marco teórico seguido de visualizar el alcance de estudio, se elaboran las hipótesis y se definen las variables para posteriormente desarrollar el diseño de la investigación, se define y selecciona la muestra para después recolectar los datos obtenidos y así, poder analizarlos con el fin de elaborar el reporte de resultados, el cual es el objetivo del método previamente descrito.

Debido a lo antes mencionado, se llega a la conclusión de enfocar la investigación dentro del carácter cuantitativo, debido a que para responder la

pregunta de investigación, así como las hipótesis propuestas, se emplean métodos numéricos o matemáticos en los cuales se basará la investigación.

4.2.1 Alcance de la investigación.

En palabras de Hernández Sampieri y Cols. (2010), el alcance del estudio está relacionado con el método de investigación del mismo, el diseño, los procedimientos entre otras cosas variaran en los estudios si estos tienen enfoque exploratorio, descriptivo, correlacional o explicativo. En la práctica, es muy común encontrar estudios que puedan tener más de uno de los alcances, sin embargo, el estudio se centrara mayoritariamente a uno de estos los cuales se explicaran a continuación.

Los estudios exploratorios se utilizan de forma de preparar el terreno para investigaciones futuras, usualmente se utiliza este método para preceder un estudio de enfoque descriptivo, correlacional o explicativo.

Los estudios descriptivos en general preceden a las investigaciones correlacionales las cuales, a su vez, preceden a las investigaciones de enfoque explicativo que generan un amplio entendimiento y están bien estructurados. Como se indico anterior mente una investigación realizada en campo de un conocimiento más específico puede incluir diferentes alcances en las etapas de su desarrollo.

“Los estudios exploratorios se realizan cuando el objetivo es examinar un tema o problema de investigación poco estudiado, del cual se tienen muchas dudas o no se ha abordado antes.” (Hernández Sampieri y Cols, 2010, 79)

Cuando la revisión de literatura sobre el tema ha demostrado que sobre el tema existen solo guías no investigadas a fondo o ideas vagamente relacionadas con

el problema del estudio, también se puede utilizar para indagar más a fondo sobre el problema y áreas desde un diferente enfoque.

Se puede tomar como ejemplo investigaciones cuyo fin es analizar fenómenos desconocidos y/o novedosos, como una enfermedad cuyo brote fue reciente o una catástrofe en algún lugar en el cual nunca se había visto.

Los estudios exploratorios son como un viaje a un lugar desconocido del cual no hay registros de ningún tipo, solo se ha recibido un comentario del cual se puede formular una idea, al llegar no se puede determinar qué lugares visitar o en donde dormir o comer, en otras palabras se desconoce todo conocimiento sobre el lugar.

Frecuentemente el investigador trata de describir fenómenos, situaciones, contextos y/o eventos, detallándolos y explicando cómo se manifiestan, para esto es que se realiza una investigación de alcance descriptivo.

“Los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles de las personas, de grupos, comunidades, procesos, objetivos o cualquier otros fenómeno que se someta a un análisis.”(Hernández Sampieri y Cols, 2010, 79)

Una investigación de este tipo pretende medir o recoger información en conjunto o independiente sobre las variables del problema que se pretende investigar.

4.3. Diseño de la investigación.

Existen diferentes tipos de diseño de una investigación entre los cuales se encuentran tres principales que son: experimental, no experimental y casi experimental.

Para la presente investigación se utilizará el diseño no experimental debido a que no se manipularan las variables a estudiar sino que solo se observará como interactúan sin alteración alguna para posteriormente analizarlas.

El diseño experimental podría definirse como la investigación que se realiza sin manipular deliberadamente variables. Es decir, se trata de estudios donde no hacemos variar en forma intencional las variables para ver su efecto sobre otras variables (Hernández Sampieri y Cols.; 2010: 149).

Lo que se hace en la investigación no experimental es observar algún fenómeno tal y como es en su estado natural sin alteración alguna, para posteriormente analizarlo llegar a una conclusión de acuerdo a ello.

En un diseño experimental se construye una situación a la que son expuestas diferentes variables, para poder probarlas ante determinadas circunstancias para después evaluar los efectos provocados a dichas variables.

En cambio, en un estudio no experimental no se genera situación alguna, sino que se observa alguna ya existente, que no sea provocada por quien la realiza. En este tipo de estudio las variables simplemente ocurren y no es posible manipularlas, por lo que no se tiene control directo sobre dichas variables ni se puede tener una influencia sobre ellas, así lo argumentan Hernández Sampieri y Cols. (2010).

Según Hernández Sampieri y Cols. (2010) existen diversos criterios para catalogar una investigación no experimental, por lo que en el presente documento se considera la siguiente manera de clasificar dicha investigación: por su dimensión

temporal o el número de momentos o puntos en el tiempo, en los cuales se recolectan datos.

En este caso el diseño apropiado (bajo enfoque experimental) es el transversal o transeccional. Ya sea que su alcance inicial o final sea exploratorio, descriptivo, correlacional o explicativo. En otras ocasiones la investigación se concentra en estudiar cómo evolucionan las variables o las relaciones que existen entre ellas y/o analizar los cambios los cambios a través del tiempo de un evento o situación, en situaciones como éstas el diseño apropiado (para un enfoque experimental) es el longitudinal.

Es decir, los diseños no experimentales se pueden clasificar en transaccionales y longitudinales.

Los diseños de investigación transaccional se recolectan datos en un solo momento y tiempo único. El propósito de ésta es describir variables y analizar su comportamiento dado. Es como tomar una fotografía en un momento dado de un evento que sucede.

A su vez los diseños transaccionales se dividen en tres: transaccionales, descriptivos, y correlacionales-causales.

-Diseños transaccionales exploratorios: El propósito de este diseño es comenzar a conocer una variable o un conjunto de variables. Se aplican para eventos nuevos o poco conocidos además de que pueden ser un precedente de otros diseños (experimentales o no experimentales).

-Diseños transaccionales descriptivos: estos diseños tienen como propósito investigar sobre las modalidades de una o más variables. El procedimiento consiste en ubicar en una o diversas variables a un grupo y así proporcionar su descripción, son por tanto procedimientos puramente descriptivos y cuando establecen hipótesis, éstas son también descriptivas.

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

Para la presente investigación se utilizaron diversas herramientas las cuales se presentaran y se explicaran a detalle para un mayor entendimiento de cómo se hizo la investigación.

Microsoft Word: Una herramienta que permite redactar y compilar toda la información para darle una mejor presentación y que el trabajo pueda entregarse con la mejor estética posible.

Microsoft Excel: Un software que ayuda a hacer tablas y realizar cálculos necesarios para concretar las respuestas de las hipótesis planteadas.

AutoCAD: Este software permite crear planos en los cuales se explicarán a detalle todas las partes físicas del muro que se construirá para la investigación, también permite ver la nivelación del terreno en el cual se construirá el muro, y permite elegir la mejor posición.

Estación total: Este instrumento se utiliza para realizar levantamientos topográficos que después se ingresaran en la computadora y se manipularan con el software "AutoCAD".

Mallas: Estas mallas se utilizan para realizar las pruebas de granulometría del suelo

Copa de Casagrande: Se utiliza para determinar los límites de consistencia del suelo

4.5.- Descripción del proceso de investigación.

Para la presente investigación se siguió un proceso metódico en el cual se realizó la visita de campo para analizar las condiciones del suelo, se excavó a una profundidad suficiente para extraer una muestra con la cual se realizó la prueba de mecánica de suelos, teniendo el estudio se procedió a realizar la teoría de empuje adecuada para el tipo suelo con la cual se podrá proponer y realizar un muro de contención adecuado para las condiciones de terreno.

Con ayuda del software "Microsoft Excel" se calculó el muro de contención revisándolo por volteo, deslizamiento, hundimiento, momento flexionante y momento cortante.

El muro se revisó con los distintos tipos de relleno que se le pudieran agregar, con esto se determinará como se deberá manipular el muro para una mejor condición, ya sea reforzándolo para aumentar la fuerza o disminuyéndolo para disminuir el costo en caso de que esté muy sobrado.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se realizarán los cálculos necesarios para llegar a la conclusión incluyendo los datos recopilados que se obtuvieron a lo largo del trabajo que facilitará la realización de estos. Los planos, estudios de suelos y cálculos de muro serán presentados con el fin de dar respuesta al planteamiento de esta tesis.

5.1 Estudio de mecánica de suelo.

A continuación se presenta el estudio de mecánica de suelos, que es fundamental para el estudio, ya que le dará forma al muro. El suelo en el cual se desplantará señalará qué dimensiones de altura, base y corona deberá tener para que este no sufra deformaciones estructurales en la construcción.

Cabe recalcar que el estudio de mecánica de suelos no será aplicado para los cálculos, puesto que los cálculos son acerca de los rellenos del muro, este estudio es únicamente para conocer el suelo en el cual el muro esta desplantado, las propiedades de los suelos de relleno serán especificadas en los cálculos y las explicaciones de estos.

PRUEBAS REALIZADAS	POZO A CIELO ABIERTO No. 1		
	ESTRATO No. 1	ESTRATO No. 2	ESTRATO No. 3
Profundidad del estrato	0.7	1.4	2
Descripcion del suelo	limo café oscuro	limo café naranja	limo café naranja
Consistencia del suelo	suave	suave	suave
Nivel de agua freatica	no	no	no
GRANULOMETRIA			
% Pasa malla No. 4	100	100	100
% Pasa malla No. 40	91.8	89.3	89.25
% Pasa malla No. 200	47.1	51.9	60.6
Clasificacion granulometrica	suelo fino	suelo fino	suelo fino
LIMITES DE ATERBERG			
Humedad natural	57.6	73.76	92.12
Limite liquido		64	70
Limite plastico		62	67.5
Indice plastico		2	2.6
Contraccion lineal		3.2	3
Clasificacion de limites	arena limosa	limo compresible	limo compresible
CLASIFICACION SUCS			
Descripcion de SUCS del suelo	arena limosa	limo organico en alta compresibilidad	limo inorganico de alta compresibilidad
Densidad de solidos	2.42	2.52	2.53
COMPRESION SIMPLE			
Peso volumetrico lugar promedio T/M ³			1.15
Esfuerzo maximo			0.31
Cohesion del suelo T/M ²			0.156
COMPRESION TRIAXIAL			
Angulo de friccion interna			2°
Cohesion del suelo T/M ²			0.44
CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL			
Carga preconsolidacion T/M ²			4

Tabla 5.1: Estudio de mecánica del suelos del lugar.

Fuente: Propia.

5.2 Cálculos del muro.

En este apartado se realizarán los cálculos del muro, para resolver el planteamiento de la tesis es necesario realizar el cálculo del muro 5 veces, esto para ver cómo reacciona el muro con los diferentes rellenos, para calcular el muro se utilizará el método semi empírico Terzaghi, después de los resultados se especificarán que se hará con el muro, ya sea un refuerzo para que este soporte la carga del terreno o en caso que el refuerzo del muro este sobrado se reducirá para con esto disminuir costos.

El muro tendrá una corona de 30 cm, una base de 2.6 mts, la altura sobre el nivel del suelo es de 3 mts y 1 m debajo del suelo con 40 cm de espesor de la base como se puede ver en el plano anexo.

A continuación se pondrán los estudios que se realizaron al muro con los diferentes materiales. Después de esto se realizará un análisis para determinar cómo afectó cada relleno al muro y si es viable tomar estas dimensiones para su construcción en caso de que este sea el material elegido para rellenar.

MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE TERZAGHI						
SUELO GRANULAR GRUESO SIN FINOS BALASTRE						
SUELO TIPO						
De acuerdo a gráficas:						
Kh=	500		c=	2 t/m ²		
Kv=	0		φ=	15 °		
Eh=(Kh*h ²)/ 2	4000					
Eh=	4.00000	ton/m				
Aplicado a 1/3 (hEA)	1.33	m				
DETERMINACIÓN EMPUJE PASIVO HORIZONTAL						
EPH=0.5 Nφ Yh ² + 2chNφ	6.32	ton/m	Nφ=	1.7		
donde: h= parte enterrada aplicado a 1/3	0.33	m	vNφ=	1.30384		
DISEÑO PROPUESTO						
Momento Motor (M-)						
M- = EAH*hEA	5.33					
Momento Resistente (M+)						
Dimensiones	Dimensión (m)	Parte	Area	Peso (ton)	Brazo	Momento
Corona	0.3	W1	1.08	1.73	0.15	0.2592
Base	2.6	W2	4.14	6.62	1.07	7.0656
Altura sobre nivel de piso	3	W3	4.14	5.38	1.83	9.867
Altura bajo nivel de piso	1	W4	1.04	1.66	1.30	2.1632
base del triangulo w2	2.6				Ep=	2.11
patin del terreno (derecho)	0					
patin izquierdo	0	Σ		15.40		21.46
espesor de la base	0.4					
				peso volumetrico de la mamposteria=	1.6	t/m ²
				peso especifico del suelo=	1.3	t/m ²
Factor de seguridad volteo						
Fs= M+ / M-	4.02					
Fs ≥ 1.5	Aceptable					
FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO						
		σ= 5.92230769	Tan(φ)= 0.267949			
F.R.= 0.67c + σtan(φ)	2.93					
F= Sb1	7.61					
Fs= (F+Ep)/EA	3.48					
	FS= 3.48					
Fs ≥ 1.5	Aceptable					
REVISIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA						
σm = V/A[1±(6ρ/B)]						
M= MR-Mact	16.13		v=	15.40	Ton	
ρ= M/V - B/2	-0.253		ρ =	0.253		
σmax=	9.37	T/m ²			ρ<(b/6)= .253 < 0.3	Aceptable
σmin=	2.47	T/m ²				

Tabla 5.2: Cálculo del muro con un suelo granular grueso sin finos.

Fuente: Propia.

MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE TERZAGHI						
SUELO GRANULAR GRUESO CON FINOS LIMOSOS BALASTRE CEMENTANTE CON ARENA						
SUELO TIPO						
De acuerdo a gráficas:						
Kh=	550		c=	2.5 t/m ²		
Kv=	0		φ=	15 °		
Eh=(Kh*h ²)/ 2	4400					
Eh=	4.40000	ton/m				
Aplicado a 1/3 (hEA)	1.33	m				
DETERMINACIÓN EMPUJE PASIVO HORIZONTAL						
EPH=0.5 Nφ Yh ² + 2chVNφ	7.71	ton/m	Nφ=	1.7		
donde: h= parte enterrada aplicado a 1/3	0.33	m	vNφ=	1.30384		
DISEÑO PROPUESTO						
Momento Motor (M-)						
M-= EAH*hEA	5.87					
Momento Resistente (M+)						
Dimensiones	Dimensión (m)	Parte	Area	Peso (ton)	Brazo	Momento
Corona	0.3	W1	1.08	1.73	0.15	0.2592
Base	2.6	W2	4.14	6.62	1.07	7.0656
Altura sobre nivel de piso	3	W3	4.14	5.80	1.83	10.626
Altura bajo nivel de piso	1	W4	1.04	1.66	1.30	2.1632
base del triangulo w2	2.6				Ep=	2.57
patin del terreno (derecho)	0					
patin izquierdo	0	Σ		15.81		22.68
espesor de la base	0.4					
					peso volumetrico de la mamposteria=	1.6 t/m ²
					peso especifico del suelo=	1.4 t/m ²
Factor de seguridad volteo						
Fs= M+ / M-	3.87					
Fs ≥ 1.5	Aceptable					
FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO						
		σ= 6.081538	Tan(φ)= 0.267949			
F.R.= 0.67c + σtan(φ)	3.30					
F= Sb1	8.59					
Fs= (F+Ep)/EA	3.70					
	FS= 3.70					
Fs ≥ 1.5	Aceptable					
REVISIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA						
σm = V/A[1±(6p/B)]						
M= MR-Mact	16.82	v=	15.81	Ton		
ρ= M/V - B/2	-0.236	ρ =	0.236			
σmax=	9.40	T/m ²			ρ<(b/6)= .236 < 0.3	Aceptable
σmin=	2.76	T/m ²				

Tabla 5.3: Cálculo del muro con un suelo granular grueso con finos limosos.

Fuente: Propia.

MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE TERZAGHI						
SUELO RESIDUAL CON CANTO RODADO GRAVAS ARENAS Y FINOS ARCILLOSOS						
MATERIAL DE RIO CON ARCILLA						
SUELO TIPO						
De acuerdo a gráficas:						
Kh=	730		c=	3 t/m2		
Kv=	0		φ=	20 °		
Eh=(Kh*h^2)/ 2	5840					
Eh=	5.84000	ton/m				
Aplicado a 1/3 (hEA)	1.33	m				
DETERMINACIÓN EMPUJE PASIVO HORIZONTAL						
EPH=0.5 NφYh^2 + 2chVNφ	10.20	ton/m	Nφ=	2.04		
donde: h= parte enterrada			VNφ=	1.428286		
aplicado a 1/3	0.33	m				
DISEÑO PROPUESTO						
Momento Motor (M-)						
M-= EAH*hEA	7.79					
Momento Resistente (M+)						
Dimensiones	Dimensión (m)	Parte	Area	Peso (ton)	Brazo	Momento
Corona	0.3	W1	1.08	1.73	0.15	0.2592
Base	2.6	W2	4.14	6.62	1.07	7.0656
Altura sobre nivel de piso	3	W3	4.14	6.62	1.83	12.144
Altura bajo nivel de piso	1	W4	1.04	1.66	1.30	2.1632
base del triangulo w2	2.6				Ep=	3.40
patin del terreno (derecho)	0					
patin izquierdo	0	Σ		16.64		25.03
espesor de la base	0.4					
					peso volumetrico de la mamposteria=	1.6 t/m2
					peso especifico del suelo=	1.6 t/m2
Factor de seguridad volteo						
Fs= M+ / M-	3.21					
Fs ≥ 1.5	Aceptable					
FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO						
		σ= 6.4		Tan(φ)= 0.36397		
F.R.= 0.67c + σtan(φ)	4.34					
F= Sb1	11.28					
Fs= (F+Ep)/EA	3.68					
	FS= 3.68					
Fs ≥ 1.5	Aceptable					
REVISIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA						
σm = V/A[1±(6p/B)]						
M= MR-Mact	17.25		v=	16.64 Ton		
ρ= M/V - B/2	-0.264		lpl=	0.264		
σmax=	10.29	T/m2			ρ<(b/6)=	.264 < 0.3 Aceptable
σmin=	2.51	T/m2				

Tabla 5.4: Cálculo del muro con un suelo residual con canto rodado.

Fuente: Propia.

MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE TERZAGHI						
ARCILLAS PLÁSTICAS Y LIMOS ORGÁNICOS RELLENOS ARCILLOSOS						
SUELO TIPO						
De acuerdo a gráficas:						
Kh=	1550		c=	6 t/m ²		
Kv=	0		φ=	35 °		
Eh=(Kh*h ²)/ 2	12400					
Eh=	12.40000	ton/m				
Aplicado a 1/3 (hEA)	1.33	m				
DETERMINACIÓN EMPUJE PASIVO HORIZONTAL						
EPH=0.5 Nφ Yh ² + 2chvNφ	26.00	ton/m	Nφ=	3.69		
donde: h= parte enterrada aplicado a 1/3	0.33	m	vNφ=	1.920937		
DISEÑO PROPUESTO						
Momento Motor (M-)						
M-= EAH*hEA	16.53					
Momento Resistente (M+)						
Dimensiones	Dimensión (m)	Parte	Area	Peso (ton)	Brazo	Momento
Corona	0.3	W1	1.08	1.73	0.15	0.2592
Base	2.6	W2	4.14	6.62	1.07	7.0656
Altura sobre nivel de piso	3	W3	4.14	6.62	1.83	12.144
Altura bajo nivel de piso	1	W4	1.04	1.66	1.30	2.1632
base del triangulo w2	2.6				Ep=	8.67
patin del terreno (derecho)	0					
patin izquierdo	0	Σ		16.64		30.30
espesor de la base	0.4					
					peso volumetrico de la mamposteria=	1.6 t/m ²
					peso especifico del suelo=	1.6 t/m ²
Factor de seguridad volteo						
Fs= M+ / M-	1.83					
Fs ≥ 1.5	Aceptable					
FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO						
		σ= 6.4		Tan(φ)= 0.700208		
F.R.= 0.67c + σtan(φ)	8.50					
F= Sb1	22.10					
Fs= (F+Ep)/EA	3.88					
	FS= 3.88					
Fs ≥ 1.5	Aceptable					
REVISIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA						
σm = V/A[1±(6ρ/B)]						
M= MR-Mact	13.77		v=	16.64 Ton		
ρ= M/V - B/2	-0.473	ρ =	0.473			
σmax=	13.38	T/m ²		ρ<(b/6)=	.473 < 0.3	No aceptable
σmin=	-0.58	T/m ²				

Tabla 5.5: Cálculo del muro con arcillas plásticas.

Fuente: Propia.

MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE TERZAGHI						
FRAGMENTO DE ARCILLA DURA PROTEGIDOS CONTRA LA PENETRACION DE AGUA						
FRAGMENTOS ARCILLOSOS IMPERMEABLE						
SUELO TIPO						
De acuerdo a gráficas:						
Kh=	1850		c=	6 t/m ²		
Kv=	0		φ=	35 °		
Eh=(Kh*h ²)/ 2	14800					
Eh=	14.80000	ton/m				
Aplicado a 1/3 (hEA)	1.33	m				
DETERMINACIÓN EMPUJE PASIVO HORIZONTAL						
EPH=0.5 Nφ Yh ² + 2chVNφ	26.00	ton/m	Nφ=	3.69		
donde: h= parte enterrada			VNφ=	1.920937		
aplicado a 1/3	0.33	m				
DISEÑO PROPUESTO						
Momento Motor (M-)						
M= EAH*hEA	19.73					
Momento Resistente (M+)						
Dimensiones	Dimensión (m)	Parte	Area	Peso (ton)	Brazo	Momento
Corona	0.3	W1	1.08	1.73	0.15	0.2592
Base	2.6	W2	4.14	6.62	1.07	7.0656
Altura sobre nivel de piso	3	W3	4.14	6.62	1.83	12.144
Altura bajo nivel de piso	1	W4	1.04	1.66	1.30	2.1632
base del triangulo w2	2.6				Ep=	8.67
patin del terreno (derecho)	0					
patin izquierdo	0	Σ		16.64		30.30
espesor de la base	0.4					
					peso volumetrico de la mamposteria=	1.6 t/m ²
					peso especifico del suelo=	1.6 t/m ²
Factor de seguridad volteo						
Fs= M+ / M-	1.54					
Fs ≥ 1.5	Acceptable					
FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO						
		σ= 6.4	Tan(φ)= 0.700208			
F.R.= 0.67c + σtan(φ)	8.50					
F= Sb1	22.10					
Fs= (F+Ep)/EA	3.25					
	FS= 3.25					
Fs ≥ 1.5	Acceptable					
REVISIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA						
σm = V/A[1±(6ρ/B)]						
M= MR-Mact	10.57		v=	16.64 Ton		
ρ= M/V - B/2	-0.665	ρ =	0.665			
σmax=	16.22	T/m ²			ρ<(b/6)= .665 < 0.3	No aceptable
σmin=	-3.42	T/m ²				

Tabla 5.6: Cálculo del muro con arcillas impermeables.

Fuente: Propia.

En primer lugar se trabajará con un balastre (Ver Tabla 5.2), este es un suelo granular grueso sin finos con una cohesión de 2 t/m^2 y un ángulo de fricción interna de 15° , el peso específico del suelo es de 1.3 t/m^3 , como se puede observar, el factor de seguridad por volteo cumple con una efectividad óptima al igual que el factor de seguridad de deslizamiento, esto es seguro para la construcción, por último la revisión de capacidad de carga demuestra que esta es efectiva para la carga del muro con una máxima de 9.37 t/m^2 y una mínima de 2.47 t/m^2 , como se puede observar el muro cumple con todas las especificaciones requeridas para considerarlo seguro para su edificación.

En segundo lugar se trabajará con un balastre cementante con arena (Ver Tabla 5.3), este también es un suelo granular grueso pero a diferencia del anterior este contiene finos limosos, esto hace que su cohesión se eleve de 2 a 2.5 t/m^2 el ángulo de fricción interna es igual de 15° y su peso específico aumenta a 1.4 t/m^3 , al tener propiedades parecidas los resultados no varían mucho, al igual que con el material anterior la seguridad contra el volteo y deslizamiento son bastante seguras, al igual que con el suelo anterior la revisión por capacidad de carga es efectiva, con una máxima de 9.40 t/m^2 y una mínima de 2.76 t/m^2 el muro es seguro para su construcción sin ninguna complicación prevista.

El tercer material que se utilizará un material de río con arcilla (Ver Tabla 5.4), este es un suelo residual con canto rodado gravas, arenas y finos arcillosos, este material cuenta con una cohesión de 3 t/m^2 y un ángulo de fricción interna de 20° , este suelo tiene un peso específico de 1.6 t/m^3 este suelo igualmente cumple las especificaciones por capacidad de carga, al igual que cumplir por deslizamiento y estabilidad, con una máxima de 10.29 t/m^2 y una mínima de 2.51 t/m^2 .

Para éste se realizará un estudio más detallado que permitirá observar los procesos realizados al momento de calcular los datos acerca de las propiedades del muro, para poder observar las separaciones de áreas del muro se puede observar la figura 5.1 mostrada a continuación.

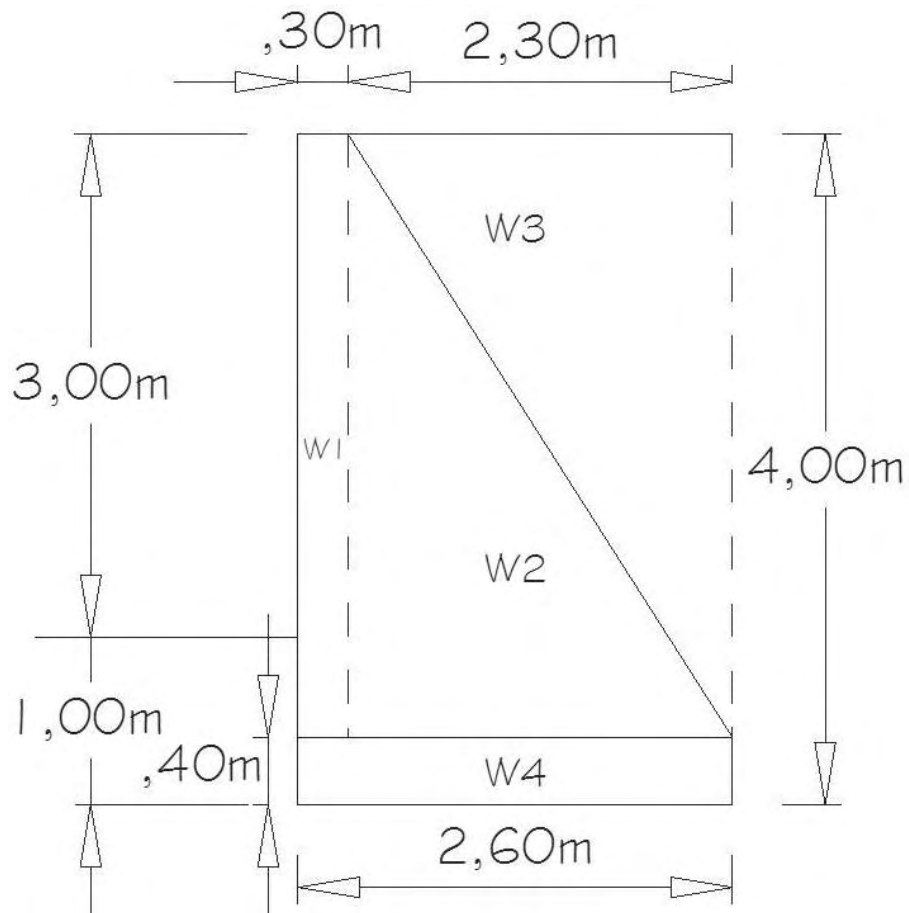


Figura 5.1. Forma final del muro.

Fuente: Propia.

$$\begin{aligned} \gamma &= 1.6 \text{ t/m}^3 \\ \emptyset &= 20^\circ \\ C &= 3 \text{ t/m} \\ \gamma_{\text{conc}} &= 1.6 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

Debido a que se utilizara un suelo tipo 3 se tomaran algunas constantes

$$K_h = 730 \quad K_v = 0$$

$$\text{Empuje} = (1/2)(K_h)(H^2)$$

$$E = (1/2)K_h H^2 = E = (1/2)(730)(4^2) = 5840 \text{ kg/m} = 5.84 \text{ t/m}$$

Aplicando a 1/3

$$(1/3)H = 1.33\text{m}$$

$$M_{\text{act}} \text{ o } M(-) = E(H/3) = 5.84(1.33) = 7.787 \text{ tm}$$

Rankine para suelo cohesivo

$$N\emptyset = \tan^2 (45 + (\emptyset/2)) = \tan^2 (45 + (20/2)) = 2.04$$

$$E_p = ((1/2) N\emptyset \gamma H^2) + (2c\sqrt{N\emptyset}H) = ((1/2)(2.04)(1.6)(1^2)) + (2(3)(\sqrt{2.04})(1))$$

$$E_p = 10.20 \text{ tm} \quad \text{aplicado a } 1/3 \text{ de la altura} = 0.33 \text{ m}$$

Después de esto se realiza la tabla para obtener los momentos y por ende la sumatoria de estos.

Parte	Area	Peso (ton)	Brazo	Momento
W1	$(0.3*3.6*1)=1.08$	1.73	0.15	0.2592
W2	$((2.3*3.6)/2)*1=4.14$	6.62	1.07	7.0656
W3	$((2.3*3.6)/2)*1=4.14$	6.62	1.83	12.144
W4	$(2.6*0.4*1)=1.04$	1.66	1.30	2.1632

Tabla 5.1. Sumatoria de momentos.

Fuente: Propia

Si se suman los momentos se obtendrá una sumatoria de $M(+)$ = 21.63 Tm
A esto se le suma el empuje pasivo aplicado a 1/3 de la altura del muro enterrado

Esto significa que el $M(+)$ = 21.63 + (21.63 * 0.33) = 10.37 + 3.4 = 25.03 Tm

Para el análisis por estabilidad

$$F_s = M(+)/M(-) = 25.03 / 7.787 = 3.21 \text{ Tm}$$

Al ser mayor que el factor de estabilidad que es 1.5 este se acepta, por lo tanto se puede decir que el muro es aceptable.

Para el análisis por deslizamiento

$$\sigma = \Sigma p/(b*1) = 16.64/(2.6*1) = 6.4$$

$$F.R. = 0.67c + \sigma \tan(\phi) = (0.67*3) + (6.4 \tan(20)) = 4.34$$

$$F = S_b1 = 4.34*2.6*1 = 11.28$$

$$F.S. = (F+Ep)/Ea = (11.28+10.2)/5.84 = 3.68$$

Al ser el factor de deslizamiento de 1.5 menor que el F.S. de 3.68 el muro es aceptable

Para revisarlo por capacidad de carga

$$M = M(+)-M(-) = 25.03 - 7.787 = 17.25$$

$$E = M/v - b/2 = (17.25/16.64) - (2.6/2) = -0.263$$

$$0.263 < b/6 = 0.263 < 0.3$$

Al ser menor que el factor de deslizamiento que es 1/6 de la base las dimensiones del muro son correctos y funcionables

Para la máxima y la mínima

$$\sigma_m = (v/A)(1 \pm (6e/b))$$

$$\sigma_{max} = 6.4(1+0.609) = 10.29 \text{ tm}^2$$

$$\sigma_{min} = 6.4(1-0.609) = 2.51 \text{ tm}^2$$

Para el cuarto material se utilizaron rellenos arcillosos (Ver Tabla 5.5), este es una arcilla plástica y limos orgánicos, este material al ser una arcilla los empujes horizontales se elevan y esto afecta directamente en el muro, con este material el muro resiste contra el deslizamiento y soporta la seguridad por volteo, sin embargo no es apto para soportar la capacidad de carga, por lo tanto no es seguro construir esta estructura en caso de que el relleno sea este.

Para el quinto material se utilizará otro fragmento arcilloso pero esta vez uno impermeable. Cabe mencionar que este material a pesar de ser impermeable debe llevar drenaje de extracción de agua, esto para prever cualquier contingencia (Ver Tabla 5.6), este material es un fragmento de arcilla dura protegida contra la penetración del agua., esto causa que el empuje horizontal sea mayor que el del material anterior, a pesar de esto los factores de seguridad contra volteo, deslizamiento logran cumplir, sin embargo, el factor por capacidad de carga no cumple satisfactoriamente.

Según los estudios realizados previamente podemos definir que el muro es apto para su edificación, los únicos materiales que presentaron un problema son los materiales arcillosos ya que estos aumentan las cargas horizontales en el muro, a pesar de cumplir los factores de volteo y deslizamiento el factor por capacidad de carga no cumple, debido a esto se debe considerar que el muro no es apto para soportar la carga de un material arcilloso, de otra forma con cualquiera de los otros materiales el muro es apto y seguro para poder edificarse.

5.3 Drenaje.

En el muro se utilizará un drenaje posicionado a tres bolillos, esto para evitar una línea de falla, los drenes inferiores serán ubicados a una altura de 50 cm sobre el nivel del terreno y los superiores serán ubicados a una altura de 1.50 mts, estos se protegerán con una malla para evitar que los estratos grandes entren en estos y los obstruyan, la separación entre drenes serán a cada 3 mts como se puede ver en el plano que se presenta en los anexos.

5.4 Plano del muro.

En los anexos se puede apreciar el plano del muro a escala con todas sus dimensiones, en éste se pueden apreciar los drenes, donde estarán y se podrá apreciar la forma que estos tienen para sacar más efectivamente el agua.

CONCLUSIONES

En la presente tesis se pudo obtener un conocimiento más a fondo de cómo los suelos afectan en la ingeniería civil, existen muchos y muy variados y por esto es necesario tener un amplio conocimiento de cómo explotarlos a su máxima capacidad, se debe conocer cuando se puede y cuando no, o como se debe trabajar, o si es necesario realizar un mejoramiento cómo y porqué se debe realizar, es por esto que es de vital importancia que en una obra civil cuente con el apoyo de un ingeniero especialista en suelos.

En esta tesis también se revisó a fondo el tema de los muros de contención, Los muros son obras destinadas a la contención de tierras en general. En particular pueden contener granos, agua; etc., estos pueden ayudar o en caso de una mala construcción perjudicar cualquier obra que se encuentre en las cercanías de esta, existen distintos tipos de materiales utilizados para construir un muro de contención, los más comunes son el concreto armado y la mampostería aunque al ser esta tesis enfocada a un muro de mampostería se revisó más a fondo este apartado que el otro. En el muro de mampostería a diferencia del de concreto armado no existen roturas de alzado, punteras o talón ya que en este tipo de muro, dichas piezas no existen, sin embargo, todavía existe la posibilidad del vuelco producido por la escases del peso propio del muro.

Como se puede observar estos dos temas se complementan siendo que para construir un muro de la manera adecuada debe de conocer el suelo en el cual este se plantará, este ayudará a conocer sus propiedades, fuerzas y resistencias.

El objetivo general de la tesis es:

Diseñar un muro de contención a base de mampostería que soporte la fuerza de empuje ejercida por el relleno de tierra que se pondrá en el muro vecino. El muro será calculado para diferentes tipos de suelo por lo tanto se hará un estudio diferente para cada tipo de suelo siendo que las reacciones del suelo sobre el muro son diferentes según sus propiedades.

En el apartado 5.2 se pueden observar el muro propuesto para soportar los diferentes rellenos, así como la reacción que tiene ante las cargas que estos ejercen, por lo tanto, el objetivo de la tesis fue cumplido satisfactoriamente.

Los objetivos particulares de la tesis son:

Definir lo que es un muro de contención, así como sus características. Lo cual se realizó en el capítulo 2, determinando los muros, los diferentes materiales y tipos que existen.

Determinar los empujes de tierras actuantes sobre un muro de contención. En los apartados 2.8.1 y 2.8.2 se puede apreciar la explicación de lo que son los empujes activos y pasivos.

Analizar las características, las ventajas y desventajas de un muro de mampostería, en el apartado 2.4 se toca a fondo lo que son los muros de mampostería, sus resistencias y sus propiedades.

Estudiar diferentes tipos de suelo que pueden ser contenidos por el muro, en el apartado 5.2 se aprecian los diferentes tipos de suelos, las propiedades que tienen y acciones que estas ejercen sobre el muro.

Estudiar el suelo sobre el cual se desplantará el muro, en el capítulo 5.1 se anexa una tabla con el estudio de mecánica de suelos del suelo en el cual el muro será construido.

Las preguntas de investigación son:

¿El muro de contención diseñado para el predio urbano denominado “Las Joyas” soportará las cargas del relleno del terreno vecino?

En los estudios realizados en el capítulo 5.2 se demuestra la capacidad que tiene el muro propuesto para soportar las cargas aplicadas por los rellenos y se determina que el muro propuesto es efectivo para contener el relleno en el terreno vecino.

¿Cómo reaccionará el muro ante el empuje de diferentes materiales?

En el apartado 5.2 se realizaron estudios con diferentes tipos de suelo y se pudieron apreciar las diferentes propiedades y como estos reaccionan con el muro.

¿Cuáles son los estudios que se tienen que realizar a los materiales del muro para que este sea eficiente ante el empuje de cargas?

En el apartado 2.4 se trató el tema de muros de mampostería y como seleccionar los materiales para construirlo, desde su clasificación y resistencia, hasta las pruebas de porosidad y congelamiento que los materiales deben pasar para ser tomados en cuenta.

BIBLIOGRAFÍA

Barros Peña, Jose (1974)

Muros de Contención.

Ed Ceac, España.

Hernández Sampieri, Roberto y Colaboradores.(2004)

Metodología de la investigación.

Ed. Mc. Graw Hill, México.

Juárez Badillo, Eulalio (1978)

Mecánica de Suelos, Tomo I.

Ed. Limusa, México.

Juárez Badillo, Eulalio (1978)

Mecánica de Suelos, Tomo II.

Ed. Limusa, México.

Lambe, William (1994)

Mecánica de suelos.

Ed. Limusa, México.

Leister de Almeida Barros, Persion (2012)

Manual técnico de muros de contención.

Ed. Maccaferry, España.

S. Merritt, Frederick (2008)

Manual del Ingeniero Civil, Tomo I.

Ed. Mc. Graw Hill, México.

S. Merritt, Frederick (2008)

Manual del Ingeniero Civil, Tomo II.

Ed. Mc. Graw Hill, México.

Whitlow, Roy (1994)

Fundamentos de mecánica de suelos.

Ed. Continental, México.

OTRAS FUENTES DE INFORMACION

Bañon Blazquez, Luis (2001)

Manual de carreteras.

<http://www.ua.es/personal/lbanon/docs/mc2.pdf>

Wikipedia la enciclopedia libre (2015)

Mampostería.

<https://es.wikipedia.org/wiki/Mamposter%C3%ADa>

Wikipedia la enciclopedia libre (2015)

Presión lateral del suelo.

https://es.wikipedia.org/wiki/Presi%C3%B3n_lateral_del_suelo#Teor.C3.ADa_de_Rankine

Zea Constantino, Carmelino (2004)

Notas sobre los fundamentos de la mecánica de suelos.

<http://www.ingenieria.unam.mx/posgradoingcivil/docsgteotecnica/propefunmeecsue2005v1.pdf>

ANEXOS

