



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Diseño de un muro de contención de hormigón armado tipo
ménsula, ubicado en la av. Gonzáles Suarez y Cumandá a orillas del
río Machángara**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de
INGENIERA CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autor

DIANA CRISTINA GUARTAZACA SISALIMA

Director

ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA-ECUADOR

2016

DEDICATORIA

Quiero dar gracias primeramente a Dios por haberme dado fuerza y valor para superar cada obstáculo en mi vida. A mis padres con todo mi cariño y mi amor, que hicieron todo cuanto estuvo en sus manos para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba. A Jhon esa personita que llego a mi vida, que fue la inspiración y motor para nunca rendirme. A mis hermanos por ayudarme y ser un gran apoyo emocional, durante todo el tiempo que escribía esta tesis.

A mis profesores quienes nunca desistieron al enseñarme y depositaron su esperanza en mí, Para todos ellos es esta dedicatoria.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDO	pag.
DEDICATORIA	ii
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT.....	x
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	3
1.1. Alcance	3
1.2. Antecedentes	3
1.3. Justificación.....	4
1.4. Objetivo general.	5
1.5. Objetivos específicos.....	5
CAPÍTULO 2: ESTUDIOS DE SUELOS Y TOPOGRÍA	6
2.1. Ubicación geográfica.....	6
2.2. Descripción del estado actual del proyecto	7
2.3. Estudio topográfico	7
2.3.1. Definiciones importantes previas a realizar el estudio topográfico	7
2.3.2. Levantamiento topográfico	8
2.4. Características técnicas de suelo	10

2.4.1.	Definiciones importantes previas al estudio de suelos.....	10
2.4.2.	Principales tipos de suelos	14
2.4.3.	Estudio de suelos.....	14
2.4.4.	Clasificación de los suelos	16
2.5.	Resultados obtenidos del estudio de suelo	21

CAPÍTULO 3: MARCO TEORÍCO24

3.1.	Características mecánicas.....	24
3.2.	Tipo de empujes producidos en el suelo	25
3.3.	Teorías para el cálculo de empuje de tierras	28
3.3.1.	Teoría de rankine.....	28
3.3.2.	Teoría de terzhagui.....	32
3.4.	Tipos de muros de contención.....	36
3.4.1.	Muros de gravedad.....	37
3.4.2.	Muros en cantiléver.....	39
3.4.3.	Muros con contrafuerte	41
3.4.4.	Muros ménsula	43
3.5.	Factores de seguridad	43
3.6.	Empujes producidos por sobrecargas	44
3.7.	Sobrecarga por empujes hidrostáticos	45
3.8.	Sobrecarga por empuje de tráfico.....	46
3.9.	Incremento dinámico de presión por el efecto sísmico	46

CAPÍTULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL.....49

4.1.	Datos del proyecto	49
4.2.	Dimensionamiento del muro tipo ménsula:	49
4.3.	Diseño estructural muro 1	50
4.3.1.	Análisis caso 1: empuje tierra + carga tráfico + sobrecarga.	52
4.3.2.	Análisis caso 2: empuje tierra + sismo.....	56
4.3.3.	Verificación del diseño en cype.....	59
4.4.	Diseño estructural muro 2.....	69
4.4.1.	Análisis caso 1: empuje tierra + carga tráfico + sobrecarga.	71

4.4.2.	Análisis caso 2: empuje tierra + sismo.....	75
4.4.3.	Verificación del diseño en cype.....	79

CAPÍTULO 5: PRESUPUESTO REFERENCIAL87

5.1.	Determinación de las cantidades de obra.....	87
5.2.	Análisis de precios unitarios	89
5.3.	Presupuesto referencial de los muros.....	104

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....106

BIBLIOGRAFÍA.....108

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Tamaño normado de tamices por la ASTM	14
Tabla 2.2. Clasificación de suelos método sucs	17
Tabla 2.3. Clasificación de suelos método de la aashto.	19
Tabla 2.4. Comparación de los grupos de clasificación aashto y sucs.....	21
Tabla 2.5. Resultado de la granulometría del suelo.	22
Tabla 3.1. Angulo de fricción interna en función del tipo de suelo.	22
Tabla 3.2. Coeficientes c para tipos de relleno	31
Tabla 4.1. Datos generales para el diseño del muro 1.....	53
Tabla 4.2. Peso propio de la estructura.	55
Tabla 4.3. Carga permanente y empujes de tierras.....	59
Tabla 4.4. Descripción del armado de hierros en el muro 1.....	60
Tabla 4.5. Comprobación geométrica y de resistencia.....	60
Tabla 4.6. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento crítico)	67
Tabla 4.7. Peso específico de materiales.....	68
Tabla 4.8. Datos generales para el diseño del muro 2.....	70
Tabla 4.9. Peso propio de la estructura.	72
Tabla 4.10. Carga permanente y empujes de tierras.	79
Tabla 4.11. Descripción del armado de hierros en el muro 2.	80
Tabla 4.12. Comprobación geométrica y de resistencia.	80
Tabla 4.13. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento crítico).....	85
Tabla 5.1. Cantidades de obra muro 1.....	87
Tabla 5.2. Cantidades de obra muro 2.....	88
Tabla 5.3. Rubro desbroce y limpieza del terreno.	89
Tabla 5.4. Rubro replanteo y nivelación del terreno.....	90
Tabla 5.5. Rubro excavación mecánica del terreno.	91
Tabla 5.6. Rubro desalojo de material producto de las excavaciones.....	92

Tabla 5.7. Rubro excavación manual para cimientos	93
Tabla 5.8. Rubro acero de refuerzo en cimiento del muro.....	94
Tabla 5.9. Rubro encofrado para zapatas.....	95
Tabla 5.10. Rubro hormigón simple para cimientos.....	96
Tabla 5.11. Rubro acero de refuerzo para la pantalla de la estructura.....	97
Tabla 5.12. Rubro encofrado lineal para la pantalla de la estructura.....	98
Tabla 5.13. Rubro hormigón simple para la pantalla de la estructura.....	99
Tabla 5.14. Rubro del relleno compacto con material obtenido por las excavaciones en el sitio.....	100
Tabla 5.15. Rubro grava para el drenaje del muro.....	101
Tabla 5.16. Rubro sistema de mechinales.....	102
Tabla 5.17. Rubro tubería para dren de aguas.....	103
Tabla 5.18. Presupuesto referencial muro 1.....	104
Tabla 5.19. Presupuesto referencial muro 2.....	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Plano de la ubicación geográfica del talud	6
Figura 2.2. Sitio donde se realizará el proyecto.....	7
Figura 2.3. Levantamiento topográfico del proyecto.....	10
Figura 2.4. Excavación de calicatas para la toma de muestra.....	15
Figura 2.5. Obtención de la densidad de campo.	16
Figura 2.6. Clasificación de suelos método de la aashto.....	17
Figura 3.1. Empuje activo sobre el muro.	26
Figura 3.2. Empuje pasivo sobre el muro	29
Figura 3.3. Influencia del empuje activo sobre el muro.....	26
Figura 3.5. Empuje activo cuando el terreno tiene ángulo de reposo natural	33
Figura 3.6. Influencia del empuje activo sobre el muro según la teoría de terzhagui.....	35
Figura 3.7. Formas que pueden tener los muros de gravedad.....	38
Figura 3.8. Dimensionamiento para los muros de gravedad.....	33
Figura 3.9. Formas que pueden tener los muros de cantiléver.....	34
Figura 3.10. Dimensionamiento para los muros cantiléver.....	39
Figura 3.11. Forma en que se presentan los muros contrafuertes.	41
Figura 4.1. Dimensiones del muro 1.	50
Figura 4.2. Esquema para determinar el peso propio de la estructura.	52
Figura 4.3. Efecto de la fuerza del sismo sobre el muro 1.	67
Figura 4.4. Detalle del armado de hierros en el muro.....	60
Figura 4.5. Dimensiones del muro 2.	70
Figura 4.7. Efecto de la fuerza del sismo sobre el muro 2.	71
Figura 4.8. Detalle del armado de hierros muro 2.....	74

**DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO
TIPO MÉNSULA, UBICADO EN LA AV. GONZÁLES SUAREZ Y
CUMANDÁ A ORILLAS DEL RÍO MACHÁNGARA**

RESUMEN

Este trabajo de titulación se divide en cinco capítulos, en el Capítulo 1 se detalla la introducción, alcance, justificación y objetivos que fundamentan la necesidad del proyecto en este lugar; el Capítulo 2 consta de los estudios previos realizados como son la topografía y el análisis del suelo donde será cimentada la estructura; el Capítulo 3 está formado por el marco teórico, con temas relacionados a muros de contención; en el Capítulo 4 se presenta el diseño estructural de los muros de contención, una parte realizado en una hoja de cálculo y complementado su diseño en un software, en este caso CYPE; finalmente se realizó el Capítulo 5 en el cual se obtiene el presupuesto referencial del proyecto.

Palabras Clave:

Capacidad portante, empuje del suelo, carga sísmica, fricción interna, presupuesto referencial.



Ing. Roberto Gamón Torres

Director de Tesis



Ing. Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Diana Cristina Guartazaca Sisalima

Autora

**DESIGN OF A CONCRETE BRACKET-TYPE RETAINING WALL
LOCATED IN GONZALES SUAREZ AND CUMANDÁ AVENUES ALONG
THE MACHANGARA RIVERFRONT**

ABSTRACT

This graduation work is divided into five chapters; Chapter 1 details the introduction, scope, justification and objectives underlying the need to carry out this project. Chapter 2 consists of the previous studies such as topography and soil analysis where the structure will be founded. Chapter 3 is made up of the theoretical framework, with issues related to retaining walls. Chapter 4 presents the structural design of retaining walls; some performed in a spreadsheet whose design is complemented through CYPE software. Finally, Chapter 5 presents the reference budget of the project.

Keywords: Bearing Capacity, Earth Pressure, Seismic Load, Internal Friction, Reference Budget.



Ing. Roberto Gamón Torres
Thesis Director



Ing. Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director



Diana Cristina Guartazaca Sisalima
Author



**UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas**



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Diana Cristina Guartazaca Sisalima

Trabajo de Graduación

Ing. Roberto Gamón Torres, PhD.

Marzo, 2016

**DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO
TIPO MÉNSULA, UBICADO EN LA AV. GONZÁLES SUAREZ Y
CUMANDÁ A ORILLAS DEL RÍO MACHÁNGARA**

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, una de las actividades humanas más importantes ha sido la construcción, la misma que se ha ido modernizando y tecnificando a pasos acelerados, mediante investigaciones y con la implementación de nuevas tecnologías y métodos constructivos. Los muros de contención, son un ejemplo claro de estos avances, convirtiéndose en una importante solución para la construcción de obras civiles en terrenos inestables que necesitan ayuda para resistir presiones o empujes producidas por las construcciones que se asentarán sobre ellos. En la actualidad, para el estudio de los diferentes tipos de suelos existentes en los sitios donde se desea realizar una obra civil, tenemos diversas teorías como las de Karl Terzaghi, Rankine y Coulomb, entre otros, cuyos estudios nos dan a conocer las características mecánicas y el comportamiento del suelo, brindándonos parámetros para el diseño de los mismos.

Es necesario mencionar que existen diferentes tipos de muros de contención, dentro de los más sencillos tenemos los muros de gaviones y hormigón ciclópeo, cuyos materiales de construcción son la roca, la malla metálica y el hormigón simple, su cálculo no es complejo, puesto que es pequeña la altura del terreno que deberán estabilizar, la misma que no excede los 5 metros; también existen muros más complejos hechos a partir de hormigón armado que tienen como finalidad cubrir

alturas mayores a 5 metros por lo que su cálculo es más exacto, existiendo para ello en la actualidad varios software que ayudan con su diseño estructural.

La estabilidad de la estructura depende principalmente de su peso propio y del peso del material que se asienta sobre el mismo, haciendo que se comporte como un voladizo empotrado en su base. Las estructuras de contención deberán tener como factores de su diseño los siguientes parámetros: el tipo de suelo que va a estabilizar, la necesidad o proyecto por el cual se va a construir el muro, la factibilidad de construcción que existirá y finalmente la solución más económica que viene dado por un correcto cálculo y diseño.

En el presente trabajo de titulación se ha planteado la estabilización de un talud a orillas del río Machángara, mediante un muro de contención de hormigón armado tipo ménsula, sobre el cual estará asentado un medio de conexión con la otra orilla. Se realizará un diseño que cumpla con los factores de seguridad especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y a su vez su presupuesto sea económico.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. Alcance

Al realizarse el diseño del muro propuesto en este proyecto de tesis, se espera poder estabilizar el talud que se encuentra a orillas del río Machángara, evitando que el mismo siga sufriendo deslizamientos y generando peligro a los ciudadanos que circulan por el lugar. Adicionalmente se tendrán los datos necesarios para edificar una estructura de contención sobre la cual se pueda construir un medio de conexión con su otra orilla dando continuidad a la ciclo vía que se levantará en el sector.

Como punto inicial, realizaremos un estudio de suelos en el lugar para conocer las características mecánicas del mismo, después se procederá a realizar un estudio topográfico para obtener las medidas exactas que son fundamentales para el diseño. Por consiguientes es necesario determinar los tipos de empujes que van a actuar sobre el muro de contención; una vez que obtengamos estos datos se realizará el diseño cumpliendo con todos los reglamentos y factores de seguridad especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, elaborando de igual manera los respectivos planos especificando dimensiones, armado de hierro, etc. El proyecto culminará con la realización de su respectivo presupuesto referencial.

1.2. Antecedentes

El notorio crecimiento existente en el país, especialmente en ciudades grandes dentro de las cuales se encuentra Cuenca, han sido promotoras de la investigación sobre construcciones en terrenos inestables; todo esto sumado al éxito en el estudio de la mecánica de suelos, ha logrado que en la actualidad una solución para este problema sea la construcción de un muro de contención, cuyos métodos y técnicas son cada vez más sofisticados y brindan excelentes resultados en lo que a estabilización de taludes se refiere.

Por todos los antecedentes registrados a lo largo de la historia y los resultados favorables existentes en proyectos similares de contención de tierras; en el talud que se encuentra ubicado en la Avenida González Suárez y Cumandá a orillas del río Machángara, con dimensiones de 6 m. de altura y 80 m. de longitud y en cuya parte superior se encuentra un importante parque de la ciudad, muy concurrido por personas del sector, se tiene como problema principal que en cada crecida del río durante épocas de invierno el talud se va deslizando e introduciéndose al parque rápidamente, ocasionando peligro a los visitantes del lugar. Al observar los problemas existentes en el sitio, se vio la necesidad de buscar la solución de este inconveniente a través del presente trabajo de titulación, donde se ve necesario plantear una estructura de contención de hormigón armado tipo ménsula, ya que este tipo de muros son utilizados actualmente en la construcción.

1.3. Justificación

Al estar la ciudad de Cuenca rodeada de ríos, esto ocasiona que durante épocas de invierno se generen grandes crecidas que provocan deslizamientos en las orillas causando peligro para las personas que frecuentan las mismas. Un caso específico, es el que se encuentra ubicado en la Av. González Suárez y Cumandá, donde existe un talud de 6 m. de altura y 80 m. de longitud a orillas del río Machángara, el cual se ha ido deslizando e introduciéndose rápidamente en el parque, siendo este un inconveniente para los planes que tiene el Gobierno Autónomo Descentralizado (GAD) a través del departamento de planificación, quienes tienen previsto construir una ciclo vía en el sector para fomentar el uso de bicicletas en la ciudad de Cuenca. Por todos estos aspectos se ve la necesidad de realizar el diseño de un muro de contención de hormigón armado tipo ménsula que nos ayude a solucionar los problemas anteriormente expuestos.

Para realizar el diseño del muro de contención de hormigón armado tipo ménsula en la orilla del río Machángara, se debe considerar algunos aspectos como:

- Las consecuencias que pudiera provocar el deslizamiento en cada crecida del río durante las épocas de invierno.

- Diseño de una estructura que sirva como base para la construcción de una conexión que ayude a dar continuidad a una ciclo vía que se va a construir.
- Disminuir el peligro que tienen las personas que caminan por este sector, ya que en el lugar existe un parque muy concurrido.

1.4. Objetivo general

- Realizar el diseño estructural y el presupuesto de un muro de contención de hormigón armado tipo ménsula, situado en la Av. Gonzáles Suarez y Cumandá a orillas del río Machángara, en la ciudad de Cuenca.

1.5. Objetivos específicos

- Generar un estudio de suelos para obtener su clasificación y sus características mecánicas.
- Realizar un estudio topográfico en el sector para determinar dimensiones exactas del talud que se requiere estabilizar.
- Elaborar el diseño de la estructura en una hoja de cálculo viendo que cumplan con las condiciones de seguridad especificadas en la NEC.
- Verificar los resultados en un software (CYPE CAD).
- Determinar el presupuesto referencial del proyecto.

CAPÍTULO 2

ESTUDIOS DE SUELOS Y TOPOGRAFÍA

2.1. Ubicación geográfica

El diseño estructural del muro de contención de hormigón armado tipo ménsula que se escogió como tema del presente trabajo de titulación se encuentra ubicado en la Av. González Suárez y Av. Cumandá a orillas del río Machángara, el mismo que cuenta con un talud de 6 m. de altura y con una longitud de 80 m. aproximadamente, el presente talud bordea un importante parque de la ciudad, donde en épocas de invierno aumentan los deslizamientos generando peligro para los ciudadanos que caminan por el sector.



Figura 2.1. Plano de la ubicación geográfica del talud.

Fuente: Autor.

2.2. Descripción del estado actual del proyecto

El talud se encuentra en un estado crítico debido a las constantes lluvias que se han generado en la ciudad de Cuenca, provocando que éste se deslice y se introduzca rápidamente en un parque aledaño a la orilla del río, siendo peligroso especialmente para los niños del sector por ser ellos quienes más frecuentan el parque.

Al ser un talud de una altura mayor a 5 metros, además teniendo en consideración que va a soportar cargas adicionales a su diseño tradicional, debido a que un tramo del mismo serviría como base para la construcción de un paso peatonal, se consideró que su diseño debería ser en hormigón armado.



Figura 2.2: Sitio donde se realizara el proyecto.

Fuente: Autor.

2.3. Estudio topográfico

2.3.1. Definiciones importantes previas a realizar el estudio topográfico

Antes de realizar el respectivo estudio topográfico, debemos conocer ciertos conceptos importantes; que según (Lopez, 1996) los define de la siguiente manera:

- **Curvas de nivel**

Es la intersección del terreno con una serie de planos horizontales y equidistantes, al realizar esta intersección se genera una serie de líneas planas con forma de curvas, todos los puntos que pertenecen a una misma curva tienen la misma cota, adicionalmente al conjunto de éstas proyectado sobre un plano se denominan familia de curvas.

- **Pendiente**

La pendiente entre dos puntos es el valor numérico de la tangente trigonométrica del ángulo formado por el segmento de estos dos puntos.

- **Altura**

La forma del terreno en el cual las curvas de nivel de menor cota envuelven a las de mayor cota.

- **Depresión**

La depresión de un terreno se da contraria a la altura; es decir, cuando las curvas de mayor cota son las que envuelven a las de menor cota.

2.3.2. Levantamiento topográfico

El miércoles 15 de julio se realizó la visita de campo para ejecutar los trabajos de topografía del talud que se va a estabilizar, el mismo que se llevó a cabo con la ayuda de técnicos del Gobierno Autónomo Descentralizado GAD Municipal del cantón Cuenca. Estos trabajos constaron de un levantamiento topográfico y deslinde del terreno, considerando como puntos estratégicos de la poligonal los límites del sitio que se encontraron en el lugar. El levantamiento se realizó con la estación total, que es un equipo de topografía de alta precisión proporcionada por el municipio.

De ese modo se trazó la poligonal y los puntos de referencia, que dependieron o se eligieron según las facilidades de acceso, los mismos que se marcaron con estacas y pintura.

El método que se empleó para realizar el levantamiento topográfico del talud fue el taquimétrico; es decir, se calculó en radianes, obteniendo sus correspondientes lecturas en milímetros y en un solo sentido. La tolerancia de cierre de estos puntos viene determinada por la siguiente fórmula:

Ec. (2.1.) (Lopez, 1996)

$$T = \pm 4\sqrt{K}$$

Dónde:

T = tolerancia en mm.

K = distancia de la nivelación en km.



Figura 2.3. Levantamiento topográfico del proyecto.

Fuente: Autor.

2.4. Características técnicas de suelo

2.4.1. Definiciones importantes previas al estudio de suelos

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del terreno; es decir, la composición de los elementos en las capas de profundidad. Al realizar un estudio de suelos previo a la construcción se puede conocer con certeza el tipo de terreno sobre el cual se va a trabajar y así garantizar que la obra tenga mayor tiempo de vida útil y un alto grado de seguridad.

- **Peso unitario del suelo**

El autor (Juarez, 2005) nos dice que este valor resulta de la relación entre el peso total del suelo (sólidos más agua) y el volumen total del suelo (sólidos más vacíos), este valor se obtiene partir de la siguiente fórmula:

Ec. (2.2.) (Juarez, 2005)

$$\gamma = \frac{W}{V} = kg/m^3$$

Dónde:

γ = peso unitario del suelo.

W = peso de la muestra.

V = volumen de la muestra.

- **Peso específico relativo del suelo**

Este valor resulta de la división entre el peso unitario y el peso unitario del agua a una temperatura de 4 grados centígrados y a una atmósfera de presión, este valor carece de unidad.

- **Porosidad**

(Berry & Reid, 1993) Nos indica que este valor se obtiene a través de la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total. Este factor puede estar expresado en decimales como en porcentaje, se puede entender entonces que cuando sus límites son cero, el terreno consta sólo con fase sólida y si su límite es 100% es únicamente espacio vacío.

Ec. (2.3.) (Berry & Reid, 1993)

$$n\% = \frac{W}{V} * 100$$

Dónde:

$n\%$ = porosidad.

W = volumen de vacíos.

V = volumen total.

- **Grado de saturación**

Este valor se obtiene de la simple relación entre el cociente del volumen del agua y el volumen de vacíos, según el autor (Berry & Reid, 1993).

Ec. (2.4.) (Berry & Reid, 1993)

$$Sr\% = \frac{V_w}{V_v} * 100$$

Dónde:

Sr = grado de saturación.

V_r = volumen de agua.

V_v = volumen de vacíos.

- **Cohesión**

Se define como cohesión a la tracción que existe entre las partículas originadas por las fuerzas moleculares y las películas de agua.

- **Plasticidad del suelo**

El autor (Villalaz, 2004) a la plasticidad le define como la capacidad que tienen los suelos de deformarse hasta un límite sin producirse ruptura, mediante esta propiedad podemos medir el comportamiento de éste durante las diferentes épocas. Para determinarlo hacemos uso de los límites de Afterberg: límite líquido, límite plástico y el resultado de la diferencia entre estos dos es el índice de plasticidad.

También se puede decir que los límites líquido y plástico van a determinarse principalmente de la cantidad y tipo de arcilla que el suelo posea, mientras que el índice de plasticidad va a depender solo de la cantidad de arcilla. Cuando en un suelo no se pueda calcular el límite plástico se dice que es no plástico y, por lo tanto, su índice de plasticidad va a ser igual a cero.

- **Límite líquido**

Este límite está definido como la cantidad de humedad del suelo expresado en porcentaje con respecto a su peso seco con el cual cambia del estado líquido al plástico.

- **Límite plástico**

Los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico, para realizar este ensayo generalmente se hace uso del material mezclado con agua sobrante del ensayo del límite líquido.

- **Índice de plasticidad**

Se llama índice de plasticidad o índice plástico a la diferencia numérica que va a existir entre los límites ya mencionados antes (el líquido y el plástico), este valor nos indica el margen de humedad del estado plástico. En conclusión, estos índices deben ser entendidos y estudiados antes de realizar un estudio de suelos, ya que son los parámetros fundamentales para determinar el tipo de suelo en el cual vamos a trabajar. Posteriormente nos ayudará a determinar las dimensiones de la zapata con la cual se deberá cimentar asegurando que nuestra estructura no fracase por falta de capacidad del mismo.

- **Granulometría**

La granulometría es la distribución del suelo según el tamaño de sus partículas, se expresa en términos de porcentaje con relación al peso seco del total de la muestra. Se realiza haciendo pasar al árido pesado cuidadosamente por un juego de tamices normados y sometidos a un proceso de vibración, este procedimiento nos va a permitir separar a la muestra de suelo en fracciones gruesas y finas.

Tabla 2.1. Tamaño normado de tamices por la ASTM

SERIE DE TAMICES – ASTM	
TAMIZ(in)	TAMIZ(MM)
3	75
2	50
1 ½	37.5
1	25
¾	19
½	12.5
¼	6.3
# 4	4.75
# 10	2
# 20	0.85
# 30	0.6
# 40	0.425
# 60	0.25
# 100	0.15
# 200	0.075

Fuente: Manual de laboratorio de suelos.

2.4.2. Principales tipos de suelos

El autor (Villalaz, 2004) nos define los siguientes tipos de suelos:

- **Gravas**

Son fragmentos de rocas cuyo diámetro de partícula es mayor a los dos milímetros, estas gravas al estar en la presencia de agua y al ser transportadas por las mismas sufren desgastes en sus aristas; por lo tanto, estas partículas se vuelven redondas. Este tipo de material se encuentra principalmente en lecho de ríos.

- **Arenas**

Es el nombre con el que se les conoce a los materiales finos que proceden de la denudación de las rocas o también de la trituración artificial, estas partículas tienen un diámetro entre 2 mm y 0.05 mm.

- **Limos**

A los limos se los define como suelos de granos finos que poseen poca o ninguna plasticidad, se clasifican en limos inorgánicos que son los que se originan en canteras y limos orgánicos que son aquellos que se encuentran en ríos, su diámetro está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm.

- **Arcillas**

Son las partículas que poseen un diámetro menor a 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al mezclarse con el agua.

2.4.3. Estudio de suelos

La toma de muestras para el estudio de suelos que realizaremos con el fin de conocer el tipo de cimentación que emplearemos en nuestro muro, fue realizado bajo

la supervisión del Ing. Marcelo Torres, laboratorista de suelos del Gobierno Autónomo Descentralizado GAD Municipal de Cuenca. Para determinar las propiedades de los suelos es preciso contar con muestras representativas tomadas en campo, teniendo que considerar un retiro de 3 m de la orilla del río, para evitar que el muro que se va a cimentar se someta a socavación por las crecidas en épocas de lluvia.

La toma de muestras se llevó a cabo con ayuda de una retroexcavadora, realizando calicatas a una profundidad de 1.5 m para proceder a recolectar la primera muestra de suelo, una vez obtenida la misma, se profundizó la excavación a 2 m para la segunda toma de muestra. Terminada la recolección en el sitio de cimentación del muro, las muestras fueron llevadas al laboratorio de suelo de la Universidad del Azuay para realizar su respectivo análisis.



Figura 2.4. Excavación de calicatas para la toma de muestra.

Fuente: Autor.

Posterior a cavar la calicata se tomó la densidad, el peso específico y el porcentaje de CBR que existe en campo, estos valores se obtuvieron con el densímetro nuclear para ser comparados con los datos que se obtengan en laboratorio, obteniendo una densidad de campo de 1862 kg/m³ con un CBR de 81.2%.



Figura 2.5. Obtención de la densidad de campo.

Fuente: Autor.

2.4.4. Clasificación de los suelos

En el último siglo se han desarrollado varios métodos que nos sirven para clasificar el suelo, de los cuales profundizaremos el estudio del método de la AASHTO y del método SUCS, ya que con estas dos teorías será analizado el suelo donde va a ser cimentado el muro del presente trabajo de titulación.

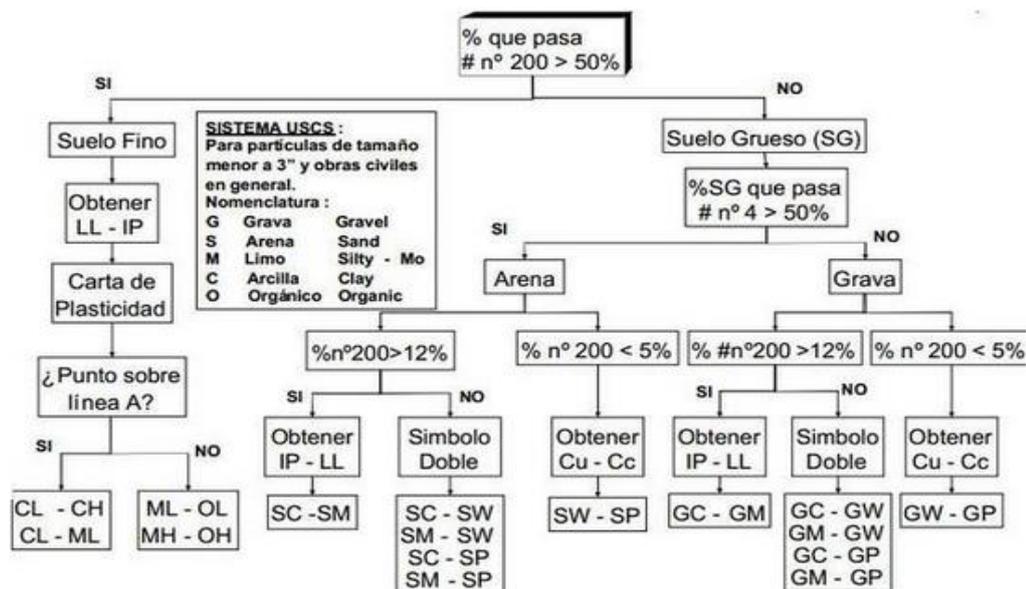
2.4.4.1. Sistema unificado de clasificación de los suelos (SUCS)

Este sistema fue mostrado por Arthur Casagrande, aquí los suelos de material grueso se distinguen de los de material fino por el tamiz #200; es decir, los suelos gruesos van a corresponder a los que se retienen por este tamiz y los finos son los que pasan el mismo.

- **Parámetros para la clasificación de los suelos**

Se considerará como suelo grueso si más del 50% es retenido y por el contrario será fino si más del 50% es el que pasa el tamiz #200. A los suelos se les designa por símbolos, que van a estar divididos en prefijos que son las iniciales de los principales tipos de suelos en inglés y por sufijos que nos indican subdivisiones en dichos grupos (Villalaz, 2004).

Tabla 2.2. Clasificación de suelos método SUCS



Fuente: Villalaz Crespo, 2004.

- **Suelos gruesos**

Los suelos están formados de grava (G) y arena (S), pero se puede definir que un suelo pertenece al grupo de gravas si más de la mitad de la muestra es retenida en el tamiz #4 al realizar la granulometría y al contrario pertenece al grupo de las arenas si más de la mitad pasa por el mismo. Dentro de las gravas y arenas tenemos 4 grupos que son: gravas bien graduadas (GW), gravas mal graduadas (GP), gravas limosas

(GM), gravas arcillosas (GC), arenas bien graduadas (SW), arenas mal graduadas (SP), arenas limosas (SM), arenas arcillosas (SC).

- **Suelos finos**

En suelos finos hay que tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

Si el límite líquido del suelo es menor de 50%; es decir, un suelo de compresibilidad baja o media se añade el sufijo L a los prefijos M, C, y O; limos inorgánicos de baja compresibilidad (ML), arcillas inorgánicas de baja compresibilidad (CL), limos orgánicos de baja compresibilidad (OL).

Si el límite líquido del suelo es mayor de 50%; es decir, tiene compresibilidad alta, se añade el sufijo H a los prefijos M, C y O; limos inorgánicos de alta compresibilidad (MH), arcillas inorgánicas de alta compresibilidad (CH), limos orgánicos de alta compresibilidad (OH). Finalmente los suelos altamente orgánicos como son las turbas (Pt).

2.4.4.2. Sistema de Clasificación de la American association of state Highway and Transportation officials (AASHTO).

Según el autor (Bowles, 1981) para poder clasificar al suelo por este método tenemos primero que realizar ensayos en laboratorio determinando el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad; este método generalmente es utilizado para realizar obras viales, se deben considerar los siguientes parámetros al momento de realizar la granulometría y así determinar si es suelo granular o fino.

- Se considera como grava al material que pasa por 80 mm pero es retenido por el tamiz de 2 mm.
- Se considera arena gruesa al material que se encuentre comprendido entre 2mm y 0.5 mm.

- Se considera arena fina al material que se encuentre comprendido entre 0.5 mm. y 0.08 mm.
- Finalmente se considera limo arcilla al material que pasa por el tamiz de 0.08 mm.

En la siguiente tabla podemos observar que el método de clasificación de suelos de la AASHTO divide a los suelos granulares en tres grupos, teniendo en cuentas que estos a su vez van a estar divididos en subgrupos, mientras que a los suelos finos los divide en cuatro grupos.

Tabla 2.3. Clasificación de suelos método de la AASHTO.

Clasificación general	materiales granulares (35% o menos pasa la No 200)							materiales limo arcillos (mas de 35% pasa la No 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de grupo	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5*
Analisis de cernido: porcentaje que pasa:											
NO. 10	50 max		51 min								
NO. 40	30 max	50 max									
NO. 200	15 max	25 max	50 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
características de la fracción que pasa la NO. 40											
Limite liquido				40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Indice de plasticidad	6 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min
Indice de grupo	0		0	0		4 max		8 max	12 max	16 max	20 max
* A - 7 - 5 : IP <wL - 30) **A - 7 - 6 : IP > (wL - 30)											
IG = 0.2(a)+0.005*(a*c)+0.01*(b*d)											

Fuente: Joseph E. Bowles, 1981.

Consideraciones

Para determinar a cuál de los subgrupos de un mismo grupo va a pertenecer el suelo, es necesario calcular el índice de grupo mediante la siguiente formula:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Dónde:

a = porcentaje del material más fino que el tamiz # 200 mayor que el 35% pero menor que el 75%, expresado en un número entero.

b = porcentaje del material más fino que el tamiz # 200 mayor que el 15% pero menor que el 55%, expresado en un número entero.

c = porción del límite líquido mayor que 40 pero no mayor que 60, expresada como un número positivo.

d = porción del índice de plasticidad mayor que 10 pero no excedente a 30, expresada como un número positivo.

Este valor del índice de grupo va a ser un número entero, en caso de que sea negativo va a ser igual a cero. En conclusión, se tiene que estos dos métodos de clasificación tienen diferentes metodologías pero proporcionan resultados semejantes, aunque con diferente nomenclatura.

Tabla 2.4. Comparación de los grupos de clasificación AASHTO y SUCS

AASHTO	UNIFICADO
A-1 ^a	GW,GP,SW,GM
A-1b	SW,SP,SM,GC
A-3	SP
A-2-4	CL,ML
A-2-5	CL,ML,CH,MH
A-2-6	CL,ML
A-2-7	CL,ML,CH,MH
A4	CL,ML
A5	CL,ML,CH,MH
A6	CL,ML
A7	CL,ML,CH,MH
A8	Turba y detrito orgánico

Fuente: Joseph E. Bowles, 1981.

2.5. Resultados obtenidos del estudio de suelo

- **Densidad del suelo**

Peso suelo + molde = 6612

Densidad húmeda (kg/m³) = 2214

Densidad seca (kg/m³) = 1954

- **Tipo de suelo**

Realizando la granulometría de la muestra del suelo se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 2.5. Resultado de la granulometría del suelo.

TAMIZ(in)	peso retenido (g)	peso retenido acumulado(g)	% retenido	% que pasa
3	0	0	0	
2 ½	0	0	0	
2	0	00	0	100
1 1/2	821	821	7	93
1	156	977	8	92
¾	856	1833	15	85
½	745	2578	21	79
3/8	985	3563	29	71
# 4	4258	7821	63	36,5
pasa # 4	4500	4500	36,5	
# 10	100	100	71	29
# 40	150	250	82	18
# 50				
# 100				
# 200	100	350	89	11
pasa # 200		150	11	
total muestra	12321			

Fuente: Autor.

Con un 63% de grava, 26% de arena, 11% de finos. En base a los porcentajes de muestra se puede clasificar al suelo como una grava limosa (GM), con un ángulo de fricción interna de 30 grados.

- **Capacidad portante**

Con el ángulo de fricción interna igual a 30 grados y con el tipo de suelo que es una grava limosa sin cohesión, ya se tienen los parámetros suficientes para calcular a partir de la fórmula de Meyerhof la capacidad portante del suelo, la misma que se calcula de la siguiente manera:

$$q_u = c * f_{cs} * f_{cd} * f_{ci} * N_c + q * f_{qs} * f_{qd} * f_{qi} * N_q + \frac{1}{2} * f_{\gamma s} * f_{\gamma d} * f_{\gamma i} * B * N_{\gamma}$$

Dónde:

f_{cs}, f_{qs}, f_{ys} = factores de forma.

f_{cd}, f_{qd}, f_{yd} = factores de profundidad.

f_{qi}, f_{yi}, f_{ci} = factores de inclinación.

B = ancho de la cimentación.

c = cohesión.

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad portante.

Aplicando esta fórmula se obtuvo una capacidad de carga última igual a 14,02 kg/cm² y dividido para el factor de seguridad, obtuvimos una capacidad de carga admisible igual a 4.67 kg/cm².

CAPÍTULO 3

MARCO TEÓRICO

3.1. Características mecánicas

Según el autor (Berry & Reid, 1993) las características mecánicas de un terreno son las que definen el comportamiento del mismo, cuando son sometidos a sollicitaciones externas de carga.

- **Capacidad portante**

Es la presión media de contacto que existe entre la cimentación y el terreno, de tal manera que no se produzca una falla por corte o un asentamiento diferencial demasiado excesivo, la capacidad portante admisible se basa en los siguientes criterios:

Cuando la función del terreno es soportar una tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se determinará como carga de hundimiento, por el contrario, si se requiere tener un equilibrio entre la tensión y la deformación del terreno, la capacidad portante deberá calcularse a partir del criterio de asentamiento admisible.

- **Resistencia al corte**

La resistencia al corte del suelo hace referencia a la resistencia interna por área unitaria que el terreno tiene para resistir la falla de deslizamiento, a lo largo de cualquier plano dentro del mismo este factor es de gran importancia para analizar los problemas de estabilidad (capacidad de carga, estabilidad de taludes y presión lateral), la resistencia al corte es la resistencia que tiene el terreno al movimiento que se da entre sus partículas, y se deriva de:

Resistencia a la fricción entre partículas.

Cohesión entre partículas.

- **Ángulo de fricción interna (Φ)**

Constituye el ángulo que define la inclinación límite más allá de la cual una partícula puede mantenerse en equilibrio, se determina realizando ensayos tri axiales o de corte directo.

Tabla 3.1. Ángulo de fricción interna en función del tipo de suelo.

clase de material	(grados) Φ	(ton/m ³) γ
arena seca	35	1.6
arena húmeda	45	1.8
arena saturada	27	2
grava seca	35-45	1.85
grava húmeda	25	1.8
canto rodado	30	1.8
terraplén seco	35-40	1.4
terraplén húmedo	45	1.6
terraplén saturado	27	1.8

Fuente: Manual de laboratorio de suelos.

3.2. Tipo de empujes producidos en el suelo

Según el autor (Calavera, 1987) los problemas que con gran frecuencia enfrentan los terrenos o taludes inestables son el de no poder mantener en equilibrio su masa debido a la presencia de empujes sobre ellos, los cuales se generan por la presencia de agua y cargas externas, siendo los muros de contención una importante solución a dicho problema.

Tipos de empujes

Es muy importante considerar y entender el tipo de empujes que puedan producirse sobre un muro de contención, ya que dependiendo de los mismos está la deformación del muro de contención, la cual puede variar desde ser nula hasta desplazamientos que originen falla de corte en el suelo, según el autor (Villalaz, 2004) se detallan los siguientes empujes:

- **Empuje activo (k_a)**

Es el empuje del suelo que se genera sobre la pantalla de la estructura de contención, una vez que éste haya alcanzado su máxima resistencia al corte cediendo o permitiendo que se desplace cierta magnitud, este empuje se produce por la expansión lateral y el hundimiento de la superficie libre del suelo generando el desplazamiento de la pantalla; es decir, la acción de la tierra del relleno que ejerce sobre la espalda del muro.

Para dar equilibrio a esta condición intervienen los siguientes esfuerzos:

El peso (W) del suelo que se encuentra entre la pantalla del muro y el plano de corte.
La reacción (Q) del plano de falla, la misma que será la suma de todas las reacciones que se generan a lo largo del plano del muro.

Una reacción (R_a) que se producirá en la pantalla al oponerse a dicho movimiento.

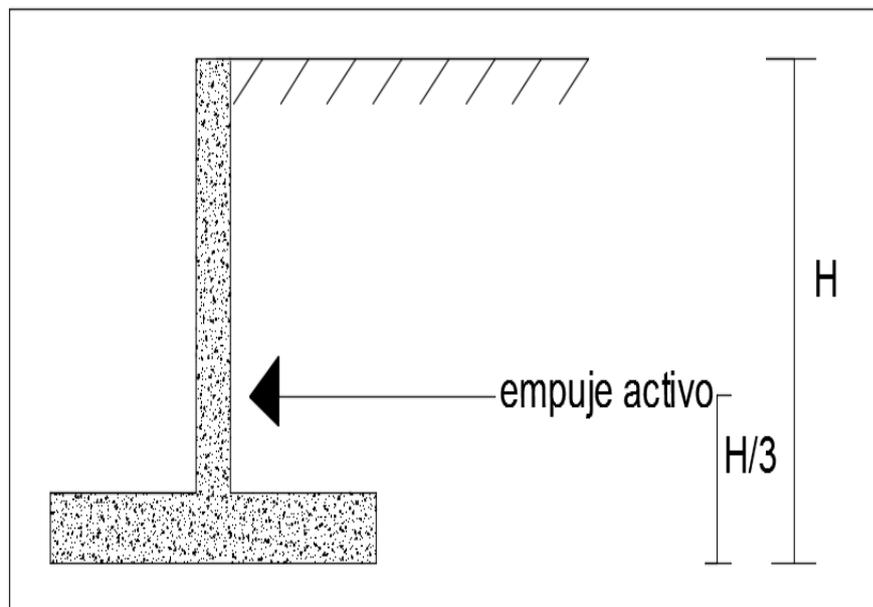


Figura 3.1. Empuje activo sobre el muro.

Fuente: Autor.

- **Empuje pasivo (k_p)**

Es el empuje que actúa sobre una pared que avanza contra el talud o relleno, puede variar desde un empuje de reposo hasta el infinito, este tipo de empuje ayuda a mantener la estabilidad del muro frente al deslizamiento, un claro ejemplo de empuje pasivo es el que se va a generar en la parte inferior del muro que va a ir enterrado, o cuando con el fin de lograr mayor estabilidad sin aumentar dimensiones se construye en la base un dentellón, siendo esta pequeña estructura la que nos ayudará a aprovechar el empuje pasivo. En esta condición la estructura empuja en una dirección horizontal contra el material de relleno.

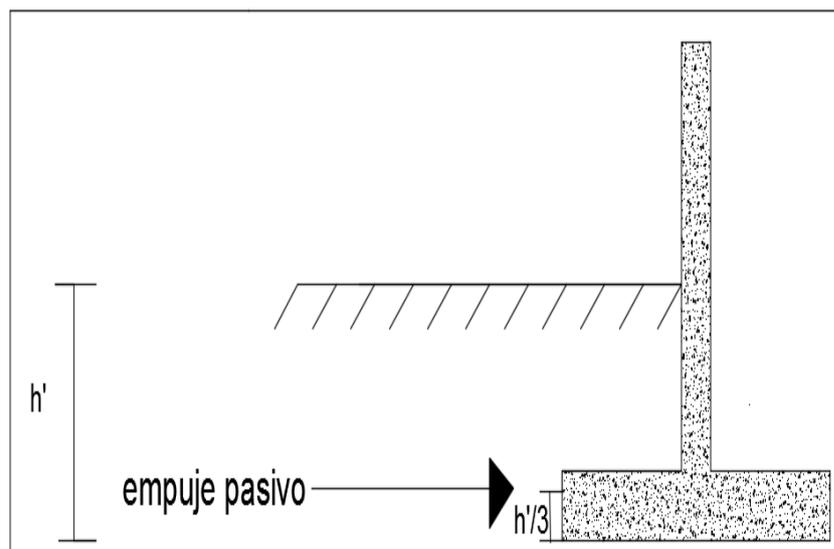


Figura 3.2. Empuje pasivo sobre el muro.

Fuente: Autor.

- **Empuje de reposo**

Cuando la estructura de contención está rígida y no permite movimiento en ninguna dirección, las partículas del material que está siendo retenido no podrán desplazarse

y por ello estarán sometidas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio; es decir, un empuje en equilibrio.

3.3. Teorías para el cálculo de empuje de tierras

Una vez que se identificó el tipo de empujes que se pueden producir en una estructura de contención, el siguiente paso es reconocer las diferentes teorías y métodos que existen para calcular los mismos.

Dentro de las teorías más importantes tenemos:

3.3.1. Teoría de Rankine

Se basa en un caso específico cuando el suelo no tenga cohesión, razón por la cual solo bajo estas condiciones podemos decir que este método es exacto; sin embargo, si se trata de otro tipo de material el resultado va a ser aproximado, Rankine para el cálculo de los empujes de suelos se basó en las siguientes hipótesis:

- El suelo se va a considerar como una masa homogénea.
- No se considera la fricción entre el suelo y muro.
- El paramento interno del muro es vertical.
- La resultante del empuje de tierras va a estar aplicada al tercio de la altura del muro medido desde su base.
- La dirección de la fuerza va a ser paralela a la inclinación de la superficie del relleno.

A pesar que el criterio sin fricción entre suelo y base del muro no es real se puede asegurar que los resultados que se obtienen con este método estén del lado de la seguridad, afirmando que el comportamiento de los muros diseñados sea satisfactorio. Bajo estas consideraciones, con un ángulo de inclinación del relleno de cero y con un paramento interior recto igual a noventa grados se tienen las siguientes fórmulas para el cálculo de los empujes:

- **Cálculo del empuje activo:**

Ec. (3.1.) (Torres, 2008)

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma * H^2 * ka$$

Ec. (3.2.) (Torres, 2008)

$$ka = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Dónde:

Ea = empuje activo.

γ = peso específico del suelo.

H = altura del muro.

Φ = ángulo de fricción interna del suelo.

ka = empuje activo

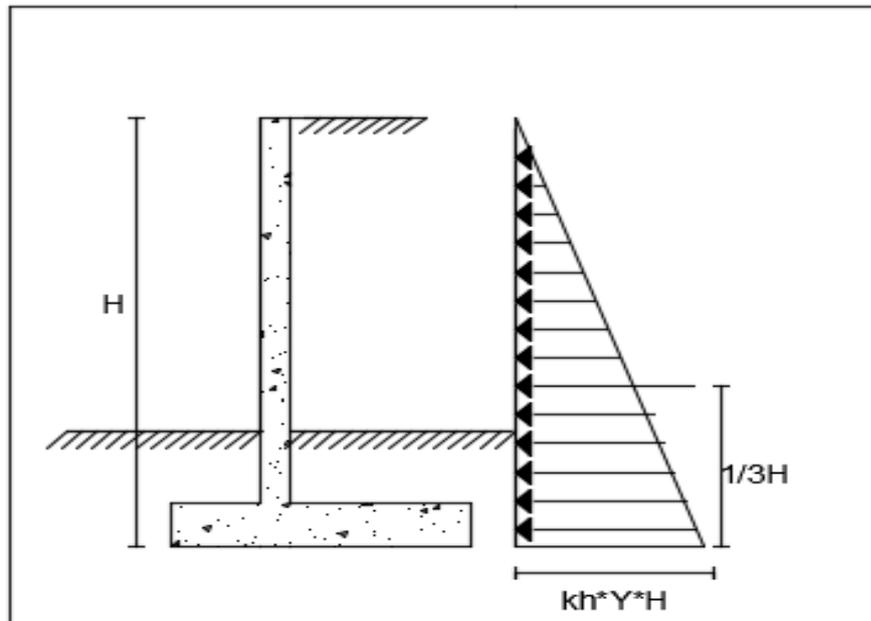


Figura 3.3. Influencia del empuje activo sobre el muro.

Fuente: Autor.

- **Cálculo del empuje pasivo:**

Ec. (3.3.) (Berry & Reid, 1993)

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * h'^2$$

Ec. (3.4.) (Berry & Reid, 1993)

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Dónde:

Ep = empuje pasivo.

γ = peso específico del suelo.

H = altura.

φ = ángulo de fricción interna del suelo.

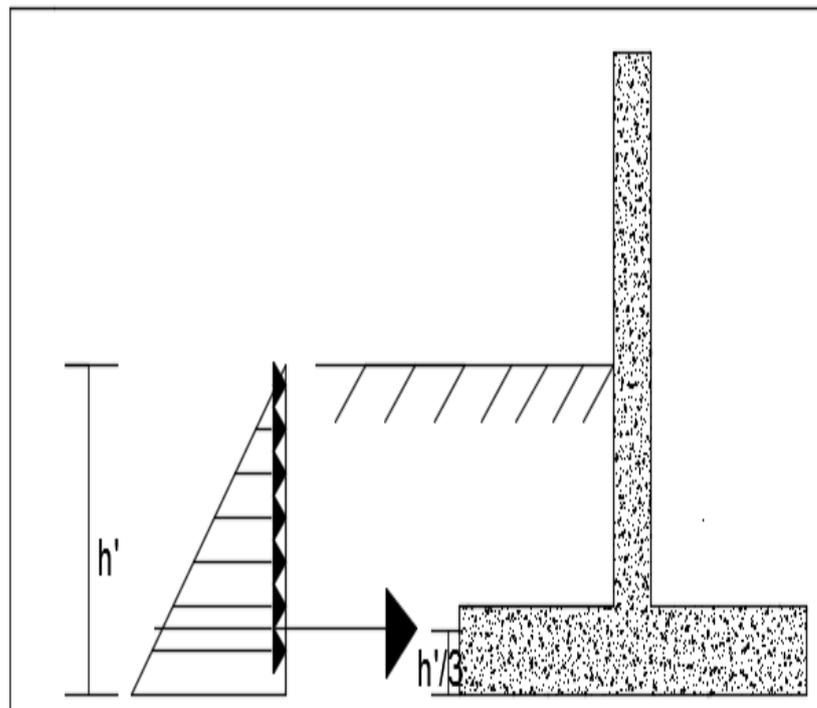


Figura 3.4. Influencia del empuje pasivo sobre el muro.

Fuente: Autor.

Una vez analizado el método de cálculo y los parámetros necesarios en Rankine, podemos decir como conclusión que esta teoría se recomienda cuando no se considera la fricción que va a tener el material del muro y el suelo de relleno ($\delta = 0$; enunciado válido para muros de hasta aproximadamente 9.00 m de altura), la pared del muro que está en contacto con el talud o relleno es vertical ($\alpha = 0$) y la línea de acción de la resultante de la presión de tierras va a ser paralela a la superficie del relleno.

- **Cálculo de empuje de tierras para suelos cohesivos**

Ec. (3.4.) (Berry & Reid, 1993)

$$Ea = \frac{ka * \gamma * H^2}{2} - 2 * c * \sqrt{ka} * H$$

Ec. (3.5.) (Berry & Reid, 1993)

$$Ep = \frac{kp * \gamma * h'^2}{2} + 2 * c * \sqrt{kp} * h'$$

Dónde:

Ea = empuje activo.

Ep = empuje pasivo.

ka = coeficiente de empuje activo.

kp = coeficiente de empuje pasivo.

c = cohesión.

3.3.2. Teoría de Terzhagui

El autor (Júarez, 2004) indica que la teoría de Terzhagui es utilizada generalmente para el cálculo de empujes en muros de escasa altura, este método es más preciso y seguro para trabajar con suelos cohesivos. Para realizar el cálculo de empujes por este método debemos primeramente clasificar al suelo o material de relleno en el que se va a trabajar y relacionarle en uno de los siguientes tipos:

- Suelo granular grueso, sin finos.
- Suelo granular grueso, con finos limosos.
- Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, grava, arenas finas y finas arcillosas en cantidad apreciable (suelo característico en carreteras junto a ríos).
- Arcillas plásticas, blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
- Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura protegida de tal modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

Los suelos d y e deben ser evitados en lo posible como suelo de relleno, en especial el suelo tipo e ya que se considera como rechazo debido a que se puede presentar el riesgo de que ingrese el agua en los huecos de los fragmentos de la arcilla provocando la expansión del suelo y el aumento de presiones laterales sobre el muro, la teoría de Terzhagui plantea cuatro casos frecuentes, en lo que refiere a las condiciones de carga y la geometría del relleno.

- La superficie del relleno es plana, inclinada o no y sin sobrecarga alguna.
- La superficie del relleno es inclinado a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel y luego se torna horizontal.

- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente distribuida.
- La superficie del terreno es horizontal y sobre ella actúa un sobrecarga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

En el primer caso las ecuaciones para resolver son parecidas a las que se detalla en Rankine:

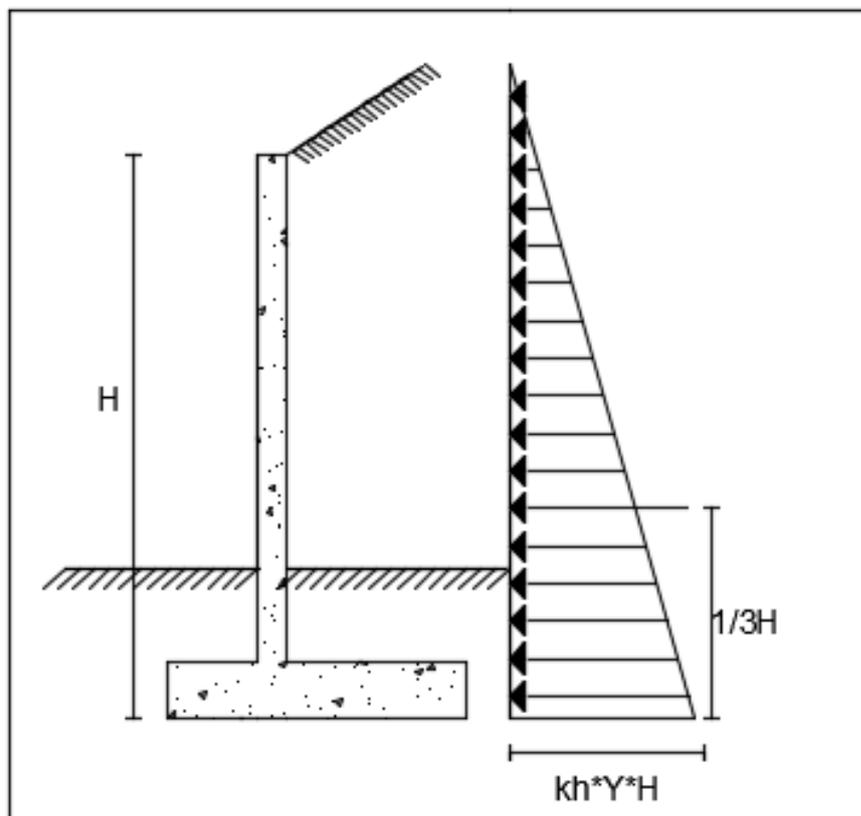


Figura 3.5. Empuje activo cuando el terreno tiene ángulo de reposo natural

Fuente: Autor.

Ec. (3.6.) (Júarez, 2004)

$$Eh = \frac{1}{2} * Kh * \gamma * H^2$$

Dónde:

E_h = componente horizontal.

K_h = coeficiente de horizontal.

γ = peso específico del suelo.

H = altura.

Ec. (3.7.) (Júarez, 2004)

$$E_v = \frac{1}{2} * K_v * \gamma * H^2$$

Dónde:

E_v = componente vertical.

K_v = coeficiente de horizontal.

γ = peso específico del suelo.

H = altura.

Aquí también existen coeficientes de empuje horizontal K_v y empuje vertical K_h , dependiendo del ángulo de inclinación (α) y el tipo de relleno es importante tomar en cuenta que cuando se trabaje con un suelo de fragmentos de arcilla (suelo tipo e) la altura H deberá reducirse 1.20 m y la altura de aplicación del empuje será:

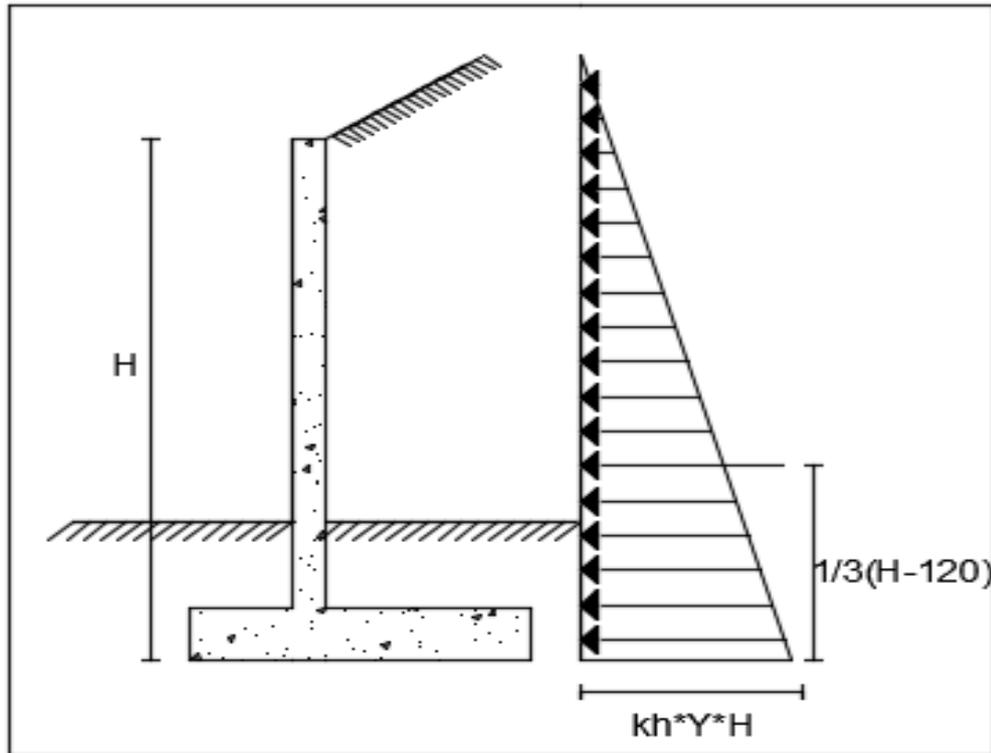


Figura 3.6. Influencia del empuje activo sobre el muro según la teoría de Terzagui.

Fuente: Autor.

Ec. (3.8.) (Júarez, 2004)

$$d' = \frac{1}{3}(H - 1.20)$$

Medido desde la parte inferior del muro.

Para el caso 2, cuando la superficie del relleno es inclinado los valores de los coeficientes de empuje horizontal (k_v) y empuje vertical (k_h) son obtenidos mediante gráficas, en éstas se pueden ver las conversiones a las que deben ajustarse las alturas usadas, los puntos y los planos de aplicación del empuje. Para el caso 3, en el que se tiene un relleno horizontal y en el cual actúa una sobrecarga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical se puede calcular a partir de la siguiente expresión:

$$p = C * q$$

Dónde:

p = presión horizontal.

C = se obtiene mediante tablas.

q = sobrecarga uniformemente distribuida.

Tabla 3.2. Coeficientes C para tipos de relleno

TIPO DE RELLENO	C
1	0,27
2	0,30
3	0,39
4	1,00
5	1,00

Fuente: mecánica de suelos II, Juárez Rodríguez, 2005.

En la teoría de Terzhagui una vez analizado los parámetros de cálculo, se puede concluir que es un método aplicable en base al tipo de suelo de relleno, dividiéndoles en 5 tipos de clasificación.

3.4. Tipos de muros de contención

La principal función que tiene un muro es ayudar en la contención de un terreno, el mismo que puede ser natural o de relleno.

Existen diferentes tipos de muros de contención que son utilizados dependiendo del terreno y altura que se desea estabilizar, los más conocidos son los muros de gaviones, de hormigón ciclópeo y de hormigón armado. Los muros trabajan de dos formas, en ocasiones a flexión y compresión vertical despreciando el peso de sí mismos y otras como transmisores de cargas verticales al suelo por medio de los cimientos.

En base al autor (Villalaz, 2004) vamos a definir los tipos de muros de contención que existen, sus parámetros de diseño, material de construcción, y para qué tipo de solución son factibles cada uno de ellos.

3.4.1. Muros de gravedad

Se llaman muros de gravedad cuando los empujes producidos por el suelo retenido son soportados por el peso propio de su estructura, estos muros son económicos debido a su altura que no puede ser mayor a los 4.5 metros; pueden tener diferente forma y los materiales más comunes para su construcción son: la mampostería, ladrillo, hormigón ciclópeo. Se puede concluir que debido a que su estabilidad va a depender principalmente de su peso propio, se va a requerir de estructuras de grandes dimensiones según el tipo de empujes que vaya a resistir, este punto en contra de estos muros ha hecho que se desarrollen otros tipos que ofrezcan la misma resistencia pero con menores dimensiones.

El análisis estructural de un muro a gravedad consiste en comprobar que todas sus secciones se encuentren sometidas a esfuerzos de compresión y de tensión menor o iguales a los valores establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

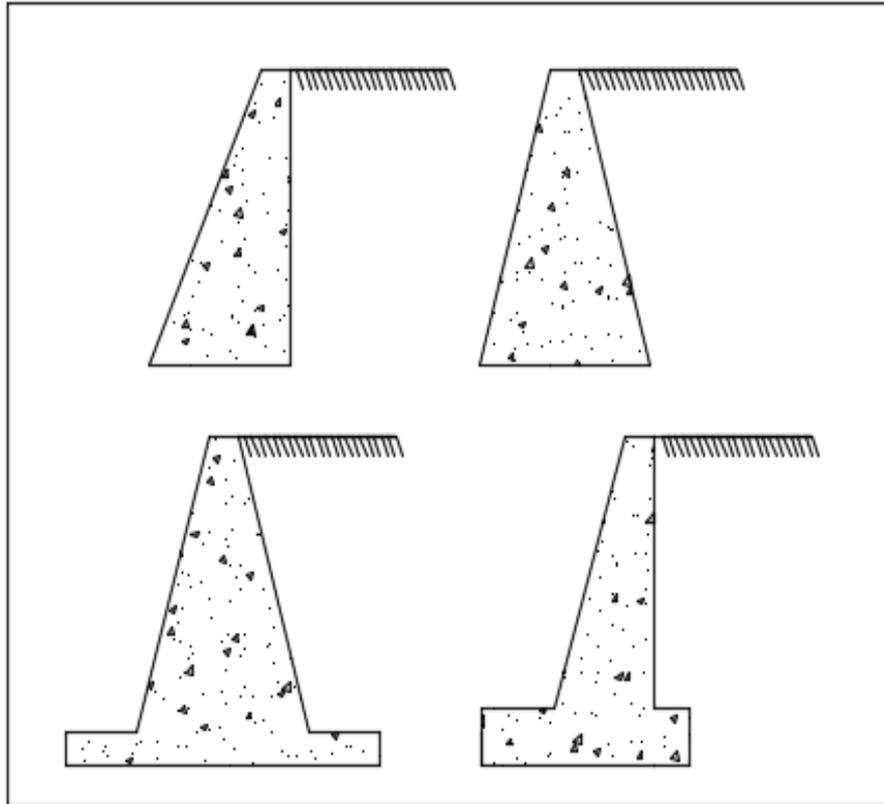


Figura 3.7. Formas que pueden tener los muros de gravedad.

Fuente: Autor.

Dimensionamiento de los muros de gravedad

Existen parámetros en función de la altura que se requiere salvar, los cuales nos permiten tener las dimensiones iniciales del muro. Una vez que se ha realizado el diseño y no se cumplan con los factores de seguridad (deslizamiento, volcamiento, presiones de contacto), se procede a realizar todo el cálculo nuevamente aumentando las dimensiones del muro, este proceso se hace iterando varias veces hasta que cumplan con todos los factores antes ya mencionados.

- Corona (c) = $H/12$ siempre y cuando este valor sea igual o mayor 30.
- Punta (p) = al espesor de la zapata (t) o $t/12$.
- Talón (t) = al espesor de la zapata (t) o $t/12$.
- Espesor de la zapata (e) = $H/8 - H/6$.
- Base (B) = es igual a $0.5H - 0.7H$.

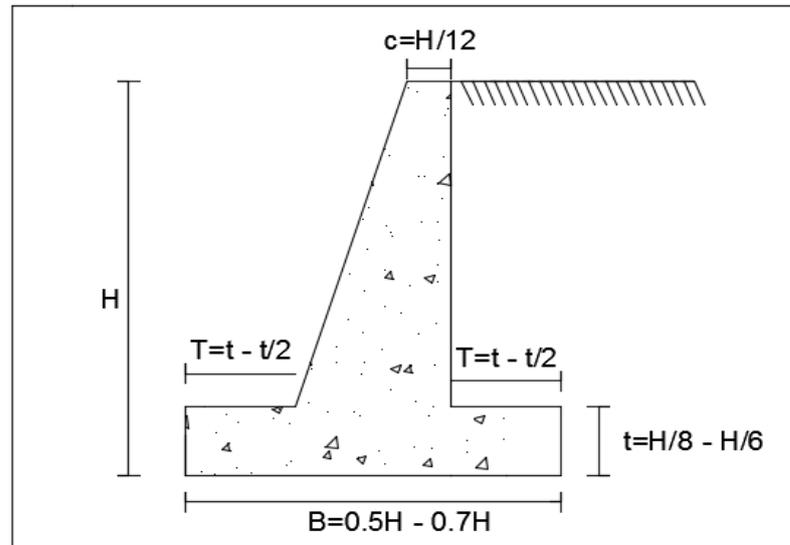


Figura 3.8. Dimensionamiento para los muros de gravedad.

Fuente: Autor.

3.4.2. Muros en cantiléver

Para el diseño de este tipo de muro se debe tomar en cuenta las presiones que producirán los empujes en cada punto de la pantalla de la estructura, cada una de éstas va a generar un momento y para resistir los mismos se calculará la cantidad de refuerzo, respecto a la forma de estos muros se detallarán a continuación, los más comunes son en forma de T:

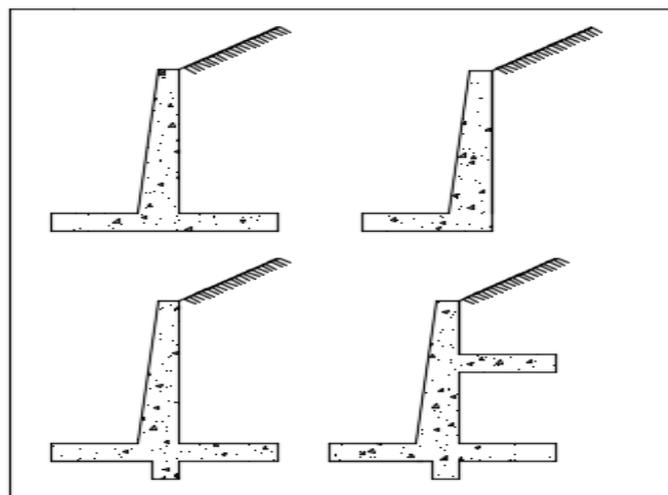


Figura 3.9. Formas que pueden tener los muros de cantiléver.

Fuente: Autor.

Parámetros de diseño para los muros cantiliver

- El espesor del cimiento (zapata) se debe considerar entre $H/10$ y $H/12$, siendo H la altura total del muro.
- La corona del muro será igual a $H/24$, siempre que este valor sea mayor o igual a 20 cm.
- La base de la zapata se deberá considerar entre $0.4H$ y $0.7H$.
- El espesor de la pantalla no se debe considerar inferior a 25 o 30 cm. para la facilidad de hormigonado.

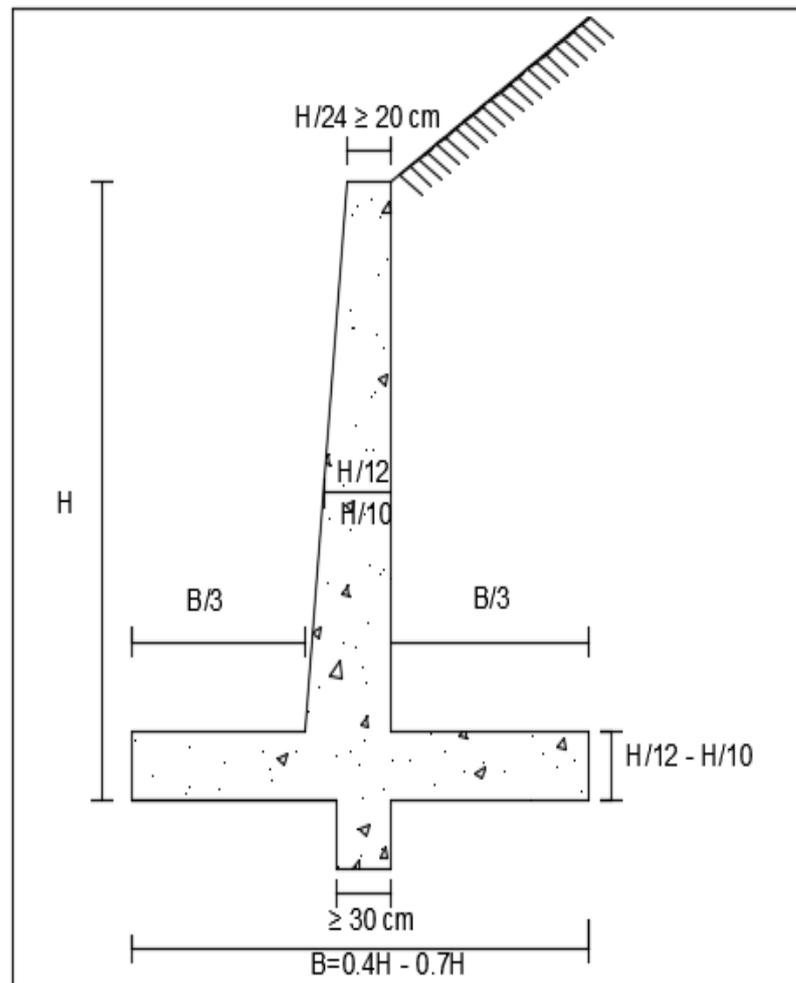


Figura 3.10. Formas que pueden tener los muros de cantiliver.

Fuente: Autor.

3.4.3. Muros con contrafuerte

Los muros contrafuerte trabajan y resisten los empujes actuando como losas continuas apoyadas en los contrafuertes. Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base del muro; es decir, el refuerzo principal de muro se coloca en forma horizontal, el material que se emplea para su construcción es hormigón reforzado con acero, resulta factible y económica su construcción para salvar alturas hasta de unos 10 m.

Los muros contrafuerte se desarrollaron a partir de los muros cantilíver, ya que cuando se aumenta la altura del muro va a tener que aumentar el espesor de la pantalla a tamaños no construibles, este aumento en la pantalla se soluciona con los contrafuertes, aunque resulte un poco más compleja su construcción.

Los contrafuertes son colocados en la parte interior de la pantalla que está en contacto con la tierra de relleno o con el talud, en casos donde estéticamente no sea muy desfavorable se puede colocar en la parte exterior. Los contrafuertes ubicados en la parte interior del muro soportan grandes tracciones, y los que se colocan en la parte exterior del muro soportan una fuerte compresión.

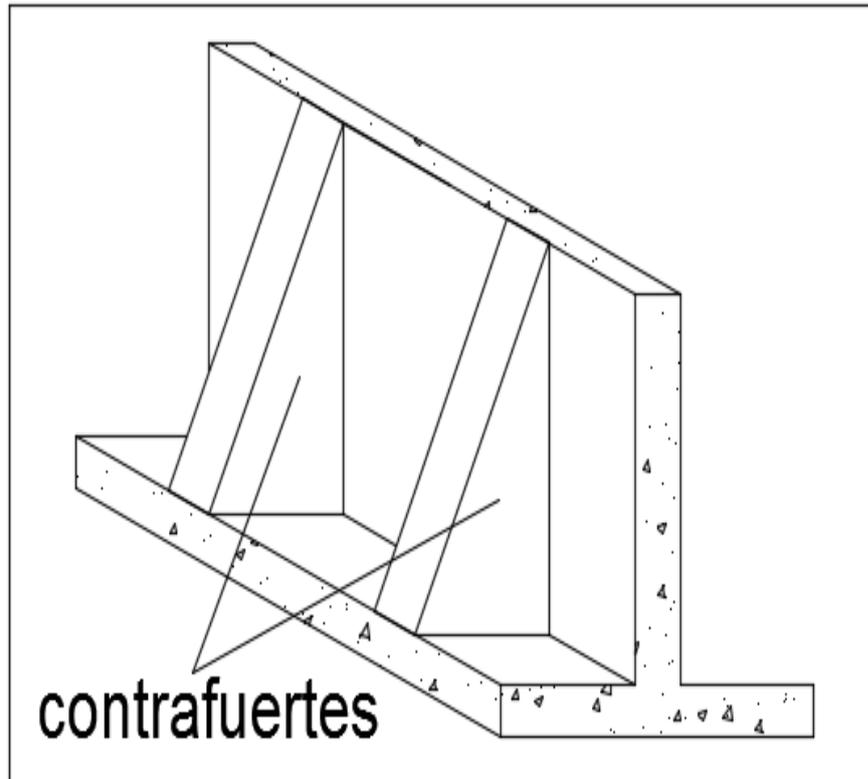


Figura 3.11. Forma en que se presentan los muros contrafuertes.

Fuente: Autor.

Dimensionamiento del muro contrafuerte

- El espesor del cimiento (zapata) se debe considerar entre $1/10$ y $1/12$ de la altura total del muro.
- El ancho de la base se selecciona con los criterios de los muros cantiliver.
- La separación entre contrafuertes se considera entre $1/3$ y $1/2$ de la altura total del muro.
- El espesor de la pantalla no se debe considerar inferior a 25 o 30 cm para la facilidad de hormigonado.

También se debe tomar en cuenta el tema de la disposición de las juntas de dilatación en los muros de contrafuerte, ya que éstas pueden afectar a la distribución de esfuerzos en la losa de la pantalla.

3.4.4. Muros ménsula

Este tipo de muros trabaja como una viga con voladizo empotrados en una zapata en la parte inferior, son económicos y factibles hasta para una altura de 10 a 12 m, el material que se emplea para su construcción es el concreto reforzado.

3.5. Factores de seguridad

Para garantizar el correcto funcionamiento de los muros de contención tipo ménsula, éstos deberán ser diseñados para cumplir con los siguientes factores de seguridad:

- 1) La relación existente entre la suma de los momentos de las fuerzas resistentes y la suma de los momentos de las fuerzas que tienden a generar el volcamiento del muro, tiene que ser mayor o igual a 3. (Norma Ecuatoriana de la Construcción)
- 2) El valor de la excentricidad que se genera en la base del muro, tiene que ser menor o igual a $1/6$ de la base del mismo, en la dirección en que actúa el momento. (Norma Ecuatoriana de la Construcción)
- 3) La relación de la fuerza de fricción existente entre el muro y el suelo tiene que ser mayor o igual 1.6 de las fuerzas horizontales de empuje. (Norma Ecuatoriana de la Construcción)

Estos valores están normados y deben cumplirse para cualquier diseño de muros de contención, se encuentran en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo 9 que especifica todo lo relacionado a la Geotecnia.

3.6. Empujes producidos por sobrecargas

El autor del libro (Torres, 2008) nos explica que sobre una estructura de contención pueden actuar una serie de cargas, las mismas que pueden ser: puntuales o concentradas, cargas de faja, cargas sísmicas, cargas lineales.

Tomando en consideración la hipótesis de Bosussinesq tenemos las siguientes expresiones para el cálculo del empuje total (ET):

Para suelos no cohesivos:

Ec. (3.10.) (Torres, 2008)

$$ET = Ea + Eq = \frac{ka * \gamma * h^2}{2} + q * ka * H$$

Para suelos cohesivos:

Ec. (3.11.) (Torres, 2008)

$$ET = \frac{ka * \gamma * h^2}{2} + q * ka * h - 2c * \sqrt{ka} * h$$

Dónde:

q= sobrecarga.

Si el relleno tiene una superficie inclinada δ y el paramento interior del muro tiene un ángulo de inclinación igual a cero, al considerar la carga uniformemente distribuida va a ser necesario aplicar la fórmula de Coulomb.

Ec. (3.12.) (Torres, 2008)

$$\gamma eq = \gamma + \left[\frac{\text{sen}(180 - \theta)}{\text{sen}(180 - \theta + \delta)} \right] \frac{2q}{h}$$

Ec. (3.13.) (Torres, 2008)

$$Ea = \frac{ka * \gamma eq * h^2}{2}$$

3.7. Sobrecarga por empujes hidrostáticos

Contar con la presencia de agua en el relleno es la situación más desfavorable el momento en el que se va a diseñar una estructura de contención, esto se debe a que el peso específico aumenta considerablemente tanto en suelos granulares como en suelos cohesivos, a su vez esto provoca el aumento de presión lateral de tierras sobre el muro. Si el nivel de agua se mantiene en forma estable por presencia de un nivel freático, agua de lluvias o infiltraciones, la resultante del empuje de tierras se tiene que sumar el empuje hidrostático producido por el agua.

Caso 1:

El nivel freático ocupa todo el alto del relleno

Este caso contempla la presencia de agua en todo el talud; es decir, cuando el relleno está completamente sumergido.

Empuje total (ET) = empuje del suelo saturado + empuje del agua

Ec. (3.14.) (Torres, 2008)

$$ET = \frac{ka * \gamma * h^2}{2} + \frac{\gamma_w * H^2}{2}$$

Dónde:

γ = peso específico del suelo sumergido.

γ_w = peso específico del agua.

Caso 2

Relleno parcialmente sumergido

Empuje total (ET)
 = empuje del suelo seco + empuje del suelo saturado
 + empuje agua

Ec. (3.15.) (Torres, 2008)

$$ET = \frac{ka * \gamma_{seco} * h1^2}{2} + \frac{\gamma_w * h2^2}{2} + \frac{k1 * \gamma * h2^2}{2}$$

Dónde:

γ = peso específico del suelo sumergido.

γ_w = peso específico del agua.

3.8. Sobrecarga por empuje de tráfico

Según la norma AASHTO el vehículo de diseño que utiliza es el camión Hs-20-44, con un peso de 18 ton equivalente a cada rueda 7.2 ton, la fórmula que se utiliza para calcular el esfuerzo por tren de carga (ETc) es la siguiente:

Ec. (3.16.) (Torres, 2008)

$$ETc = \frac{2 * P(rueda)}{4.27 * 3.05}$$

La altura equivalente de relleno por carga de tráfico (hs) es igual a:

Ec. (3.17.) (Torres, 2008)

$$hs = \frac{ETc}{\gamma_{suelo}}$$

3.9. Incremento dinámico de presión por el efecto sísmico

Los empujes dinámicos producidos por los sismos se simularán a través de los empujes de tierras, el empuje sísmico que se genere por el relleno va a depender del nivel de desplazamiento que experimente el muro, el incremento de empujes que se produce por la presencia de sismo se puede calcular de la siguiente manera según el autor (Torres, 2008).

- **Coefficiente sísmico**

Es el coeficiente que se emplea para ajustar el cálculo de la sobrecarga sísmica, se obtiene, a partir de las siguientes expresiones.

Coeficiente sísmico horizontal

Ec. (3.18.) (Torres, 2008)

$$Csh = 0.5 * z$$

Dónde:

z = aceleración del suelo.

Coeficiente sísmico vertical

Ec. (3.19.) (Torres, 2008)

$$Csv = 0.7 * Csh$$

Ángulo de aceleración sísmico

Ec. (3.20.) (Torres, 2008)

$$\varepsilon = \tan^{-1}\left(\frac{Csh}{1 - Csv}\right)$$

- **Fuerzas sísmicas del peso propio**

Dependen principalmente de la masa de la estructura, se calcula a través de la siguiente expresión:

Ec. (3.21.) (Torres, 2008)

$$Fspp = \text{peso propio} * Csh$$

- **Coeficiente sísmico de presión dinámica**

Se calcula en función de la inclinación del relleno (δ).

(Torres, 2008)

$$kas = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon) \text{sen}^2(\theta) \text{sen}(\theta - \mu - \varepsilon) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \mu) \text{sen}(\phi - \varepsilon - \delta)}{\text{sen}(\phi - \mu - \varepsilon) \text{sen}(\theta + \delta)}} \right\}^2}$$

Cuando $\delta > \phi - \varepsilon$

Ec. (3.23.) (Torres, 2008)

$$kas = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon) \text{sen}^2(\theta) \text{sen}(\theta - \mu - \varepsilon)}$$

Dónde:

μ = Ángulo de rozamiento entre el muro y el suelo.

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo.

ε = Ángulo de aceleración sísmico.

θ = Inclinación del paramento interior del muro.

- **Incremento dinámico del empuje activo**

Con esta expresión podemos conocer el porcentaje de incremento (ΔEa) que se producirá sobre los empujes por la acción del sismo.

Ec. (3.24.) (Torres, 2008)

$$\Delta Ea = \frac{\gamma_s * h^2}{2} * (kas - ka) * (1 - Csv)$$

- **Empujes totales**

Es el empuje con el que finalmente se realizará el diseño (ET), corresponde al siguiente término:

Ec. (3.25.) (Torres, 2008)

$$Et = E. del \text{encr} \} \text{emento} + E. activo + suelo \\ + fuerza sismica del peso propio$$

CAPÍTULO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. Datos del proyecto

Una vez concluidos los estudios de suelos y previamente realizado el estudio topográfico, se puede contar con todos los datos suficientes para elaborar el respectivo cálculo estructural del muro de contención. Este proyecto contará con el diseño de dos módulos, uno con una longitud de 6 m, en el cual se tendrá que considerar una carga adicional a los empujes del suelo, ya que sobre éste se tiene previsto la construcción de un paso peatonal. El otro módulo tiene la función únicamente de contención, así que su cálculo será de forma normal, sólo para resistir empujes producidos por el terreno y que estén provocando el deslizamiento.

Según el estudio de topografía realizado, se tiene que el talud va desde la cota 2442.41 hasta la cota 2447.90 en toda su longitud, teniendo así una altura de 5.50 m para estabilizar. Se debe tomar en cuenta que estos tipos de muros están diseñados para resistir la presión de tierra, por lo cual la presencia del agua debe ser eliminada por algún sistema de drenaje.

4.2. Dimensionamiento del muro tipo ménsula

Se deben tomar en cuenta los siguientes criterios en función de la altura para obtener las dimensiones iniciales de los muros de contención.

- El espesor del cimiento (zapata) se debe considerar $H/10$ siendo H la altura total del muro.
- La corona del muro será igual a $H/24$, siempre que este valor sea mayor o igual a 25 cm.
- La base de la zapata se deberá considerar entre $0.4H$ y $0.7H$.

- El espesor de la pantalla no se debe considerar inferior a 25 o 30 cm para la facilidad de hormigonado.
- La punta (P) de la zapata estará entre los siguientes valores $B/4$ y $B/3$ siendo B la base de la zapata.
- El talón de la zapata (T) será igual a la base de la zapata menos la punta y menos el ancho de la pantalla en la base.

A partir de estos criterios y verificando que cumpla con todos los factores de seguridad establecidos en la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) se obtuvieron los siguientes resultados.

4.3. Diseño estructural muro 1

Esta estructura de contención estará diseñada para resistir empujes pasivos y activos del suelo. Para evacuar el agua y evitar las presiones hidrostáticas que generarían las mismas, se colocará una capa de grava con un espesor de 30 cm en la parte interior de la pantalla. La longitud que tiene el talud a estabilizar es de 65 m y serán construidos en 11 módulos de 6 m de longitud cada uno.

- **Descripción del terreno**

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %

Evacuación por drenaje: 100 %

Porcentaje de empuje pasivo: 50 %

Cota empuje pasivo: 1.10 m

Tensión admisible: 4.67 kg/cm²

Coefficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

- **Descripción de la geometría del muro**

Está formado por dos tramos:

- 1) Este tramo tiene una altura de 3 m, un espesor superior e inferior igual a 30 cm.
- 2) Este tramo tiene una altura igual a 4m, un espesor superior igual a 40 cm y su espesor inferior será de 60 cm.

La punta del muro es de 1.50 m con un espesor de 80 cm.

El talón del muro tiene 2.80 m con un espesor de 80 cm.

El dentellón tendrá una altura de 40 cm con un espesor de 60 cm.

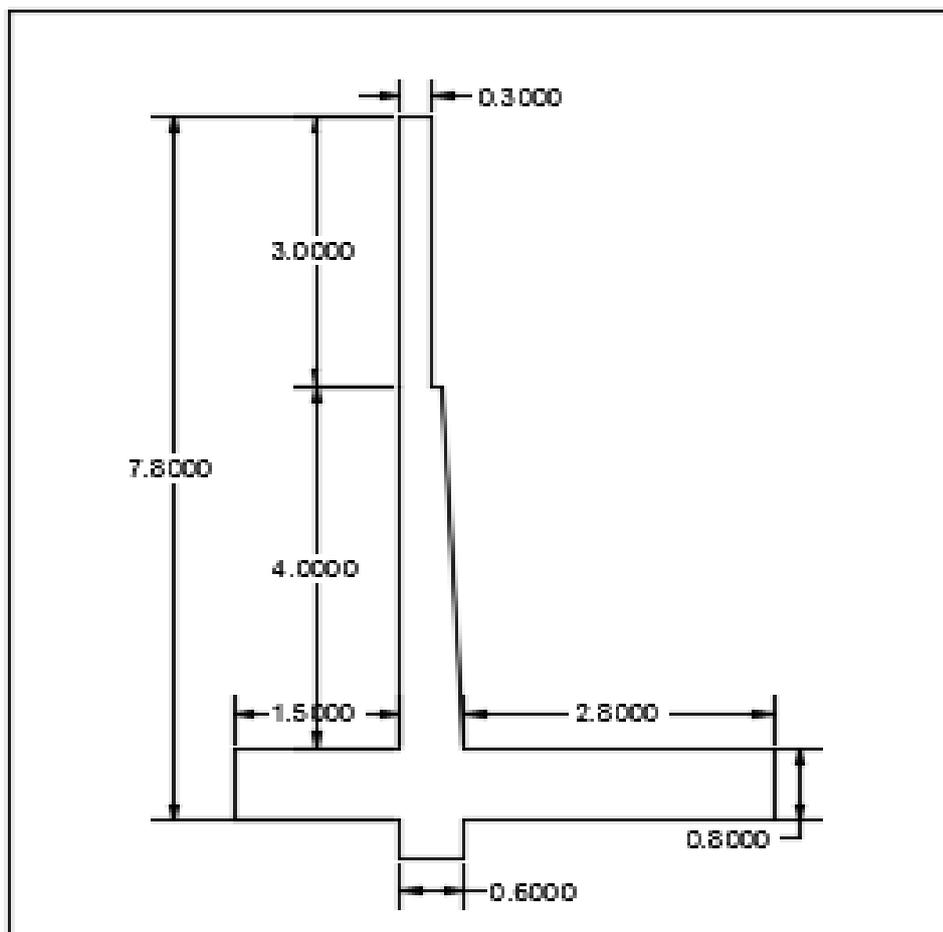


Figura 4.1. Dimensiones del muro 1.

Fuente: Autor.

4.3.1. Análisis caso 1: empuje tierra + carga tráfico + sobrecarga

En la tabla 4.1. Se tienen los datos necesarios para realizar el diseño estructural del muro 1.

Tabla 4.1. Datos generales para el diseño del muro 1.

H=	7.80	m
γ suelo seco=	1954.00	kg/m ³
ϕ =	30.00	Grados
σ adm=	4.67	kg/cm ²
Df=	1.50	m
γ hormigón=	2400.00	kg/m ³
γ suelo saturado=	2214.00	kg/m ³

Fuente: Autor.

Determinación de momentos estabilizantes

- Peso propio de la estructura.

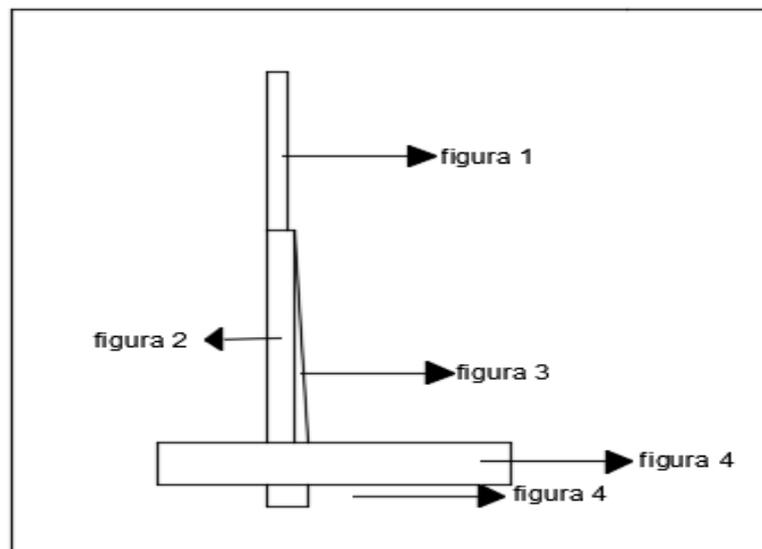


Figura 4.2. Esquema para determinar el peso propio de la estructura.

Fuente: Autor.

En la siguiente tabla se detalla el área, volumen y peso de la estructura.

Tabla 4.2. Peso propio de la estructura.

FUGURA	A(m ²)	V(m ³)	PESO(kg)	brazo x(m)	brazo y(m)	M x(kg-m)	M y(kg-m)
1	0.9	0.9	2160	1.65	6	3564	12960
2	1.6	1.6	3840	1.7	2.5	6528	9600
3	0.4	0.4	960	1.96	1.83	1881.6	1756.8
4	3.92	3.92	9408	1.96	0.4	18439.68	3763.2
5	0.24	0.24	576	1.8	-0.2	1036.8	-115.2
Σ			16944			31450.08	27964.8

Fuente: Autor.

Peso propio de la estructura $W_{pp} = 16944 \text{ kg}$.

Brazo de palanca $B_{pp} = \Sigma Mx / \Sigma W_{pp} = 1.86 \text{ m}$.

Momento por el peso propio de la estructura $M_{pp} = W_{pp} * B_{pp} = 31540.08$

- Peso del relleno

Peso del relleno $W_r = \gamma_r * V_r = 39763.90 \text{ kg}$.

Momento del relleno $M_r = W_r * B_r = 106680.26 \text{ kg-m}$.

Momento resistente o estabilizante del muro M_e

$M_e = M_{pp} + M_r = 180372 \text{ kg-m}$.

Cálculo del momento de volcamiento

Coefficiente del empuje activo $K_a = \frac{1 - \text{sen}(\theta)}{1 + \text{sen}(\theta)} = 0.33$

Empuje activo $E_a = \frac{\gamma_r * H^2 * k_a}{2} = 19615.4 \text{ kg}$.

Fuerza horizontal $F_h = 19615.4 \text{ kg}$.

Momento por el empuje activo $M_{ea} = E_a * B_a = 51000.1 \text{ kg-m}$.

$$M_v = 51000.1 \text{ kg-m.}$$

Cálculo del empuje pasivo generado por el dentellón

$$\text{Coeficiente del empuje pasivo} = K_p = \frac{1 - \text{sen}(\theta)}{1 + \text{sen}(\theta)} = 3$$

$$\text{Presión pasiva superior del dentellón} = \sigma_{ps} = \gamma r * Df * K_p = 15505 \text{ kg.}$$

$$\text{Presión pasiva inferior del dentellón} = \sigma_{pi} = \gamma r * (Df + hd) * K_p = 21367 \text{ kg.}$$

$$\text{Empuje pasivo} = E_p = \frac{\sigma_{ps} + \sigma_{psi}}{2} = 18436 \text{ kg.}$$

Resultante vertical

$$R_v = W_{pp} + W_r = 56707.9 \text{ kg.}$$

Cálculo de la fuerza de rozamiento Fr entre la base del muro y el suelo

$$\text{Ángulo de fricción del suelo } \delta = \frac{2}{3} \varphi$$

$$F_r = \tan \delta (R_v + E_{av}) + E_p = 39319.8 \text{ kg.}$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s \text{ desl.} = \frac{F_r}{E_h} = 2.$$

El valor del factor de seguridad al deslizamiento tiene que ser igual o mayor a 1.6, el cálculo nos dio 2, por lo tanto cumple y garantiza que el muro no se mueva deslizando por los empujes horizontales.

Factor de seguridad al volcamiento

$$F_s \text{ volc.} = \frac{M_e}{M_v} = 3.53$$

El valor del factor de seguridad para el volcamiento de igual manera tiene que ser igual o mayor a 3, los cálculos nos dieron un valor de 3.53 por lo será capaz de resistir los momentos que intenten volcar a la estructura.

Presión de contacto entre el muro y el suelo de fundación

Punto de aplicación de la fuerza (Xr)

$$Xr = \frac{Me - Mv}{Rv} = 2.28 \text{ m.}$$

La excentricidad de las fuerzas resultantes (ex), medida desde el centro de la base, tiene que ser menor al sexto de la base ($B/6$), garantizando así que exista compresión en toda la base.

$$ex \text{ max} = \frac{B}{6} = 0.75 \text{ m.}$$

$$ex = \frac{B}{2} - Xr = -0.031 \text{ m.}$$

Presiones de contacto suelo muro

$$\sigma_{max} = \frac{Rv}{B} * \left[1 + \frac{6*ex}{B} \right] = 1.13 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B} * \left[1 - \frac{6*ex}{B} \right] = 1.22 \text{ kg/cm}^2.$$

Estos valores son menores a la capacidad admisible del suelo que es igual a 4.67 kg/cm^2 por lo tanto cumple y garantiza que el suelo va a soportar a la estructura.

4.3.2. Análisis caso 2: empuje tierra + sismo

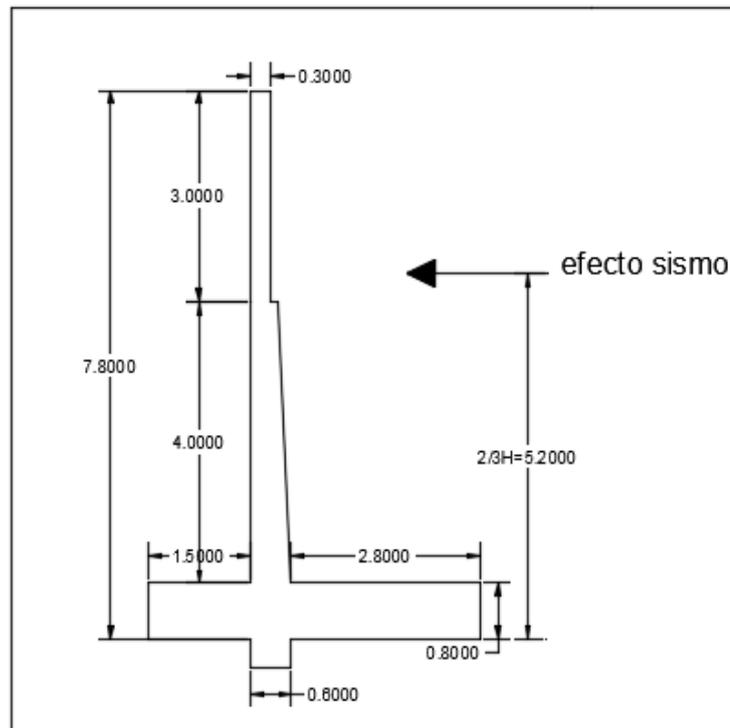


Figura 4.3. Efecto de la fuerza del sismo sobre el muro 1.

Fuente: Autor.

En el análisis del caso dos, se debe determinar la zona sísmica del lugar en donde se va a construir la estructura, para así obtener el valor de aceleración del suelo (Z), en el caso de Cuenca este valor es 0.25, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

$$\text{Coeficiente de sismo horizontal} = Csh = 0.5 * Z = 0.13$$

$$\text{Coeficiente de sismo vertical} = Csv = 0.7 * Csh = 0.09$$

$$\text{Ángulo de aceleración sísmico} = \varepsilon = \tan^{-1} \left(\frac{Csh}{1 - Csv} \right) = 7.80 \text{ grados}$$

Fuerza sísmica del peso propio F_{spp} : ubicado en el centro de gravedad del muro.

$$F_{spp} = W_{pp} * Csh = 2118 \text{ kg.}$$

$$B_{spp} = 1.86 \text{ m.}$$

$$Mspp = Fspp * Bspp = 3931.26 \text{ kg-m.}$$

Cálculo de presión dinámica activa (Kas), la fórmula para esta expresión está en función de los siguientes ángulos.

$$\mu = 20 \text{ Grados}$$

$$\beta = 0 \text{ Grados}$$

$$\theta = 90 \text{ Grados}$$

$$\varphi = 30 \text{ Grados}$$

$$\xi = 7.80 \text{ Grados}$$

Cuando $\delta = 20$ menor $\varphi - \varepsilon = 22$ entonces,

$$kas = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon)\text{sen}^2\theta\text{sen}(\theta - \mu - \varepsilon) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \mu)\text{sen}(\varphi - \delta - \varepsilon)}{\text{sen}(\theta - \mu - \varepsilon)\text{sen}(\theta + \delta)}} \right]^2}$$

$$Kas = 0.374$$

Incremento del empuje activo ΔDEa

$$\Delta DEa = \frac{\gamma s * H^2}{2} (Kas - Ka)(1 - Csv) = 2386.54 \text{ kg.}$$

Aplicado a 2/3 de la altura total del muro desde la base.

$$B \text{ sis} = \frac{2}{3} * H = 5.20 \text{ m.}$$

Empujes totales conformado por empuje del incremento más el empuje activo del suelo y la fuerza sísmica por el peso propio.

$$Ea + \Delta = Ea + \Delta DEa + Fspp = 24119.97 \text{ kg.}$$

Resultante vertical

$$R_v = W_{pp} + W_r = 75612 \text{ kg.}$$

Momento de volcamiento por incremento de la fuerza sísmica

$$M_{v \text{ sis}} = M_v + M_{sis} + M_{spp} = 63410.12 \text{ kg-m.}$$

Fuerza de rozamiento Fr

$$\text{Ángulo de fricción del suelo } \delta = \frac{2}{3} \varphi$$

$$F_r = \tan \delta (R_v + E_{av}) + EP = 39319.8 \text{ kg.}$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s \text{ desl.} = \frac{F_r}{E_{a+\Delta}} = 1.63$$

El valor del factor de seguridad al deslizamiento tiene que ser igual o mayor a 1.6, el cálculo nos dio 1.63, por lo tanto cumple y garantiza que el muro no se mueva deslizándose por los empujes horizontales incrementados por la acción del sismo.

Factor de seguridad al volcamiento

$$F_s \text{ volc.} = \frac{M_e}{M_v} = 3$$

El valor del factor de seguridad para el volcamiento de igual manera tiene que ser igual o mayor a 3, los cálculos nos dieron un valor de 3, por lo será capaz de resistir los momentos incrementados por la acción del sismo que intenten provocar el volcamiento a la estructura.

Presión de contacto entre el muro y el suelo de fundación

Punto de aplicación de la fuerza (X_r)

$$Xr = \frac{Me-Mv}{Rv} = 1.54 \text{ m.}$$

La excentricidad de las fuerzas resultantes (ex), medida desde el centro de la base, tiene que ser menor al sexto de la base ($B/6$), garantizando así que exista compresión en toda la base.

$$ex \text{ max} = \frac{B}{6} = 0.75 \text{ m.}$$

$$ex = \frac{B}{2} - Xr = 0.7 \text{ m.}$$

Presiones de contacto suelo muro

$$\sigma_{max} = \frac{Rv}{B} * \left[1 + \frac{6*ex}{B} \right] = 2.95 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B} * \left[1 - \frac{6*ex}{B} \right] = 0.19 \text{ kg/cm}^2$$

Estos valores son menores a la capacidad admisible del suelo que es igual a 4.67 kg/cm^2 , por lo tanto cumple y garantiza que el suelo va a soportar a la estructura.

4.3.3. Verificación del diseño en CYPE

Realizado el pre dimensionamiento del muro de contención, verificando que cumple con los requisitos de seguridad, se procedió a su verificación en un software (CYPE), y a determinar en el mismo las solicitaciones de cortante y momento máximo, corte máximo resistente, acero mínimo, acero mínimo requerido para la estructura.

Tabla 4.3. Carga permanente y empujes de tierras.

Cota	Ley de axiles	Ley de cortantes	Ley de momento flector	Ley de empujes	Presión hidrostática
(m)	(t/m)	(t/m)	(t·m/m)	(t/m ²)	(t/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
-0.69	0.52	0.15	0.04	0.45	0.00
-1.39	1.04	0.63	0.29	0.90	0.00
-2.09	1.57	1.42	0.99	1.36	0.00
-2.79	2.09	2.53	2.35	1.81	0.00
-3.47	3.37	3.97	4.59	2.39	0.00
-4.17	4.23	5.81	8.04	2.87	0.00
-4.87	5.18	7.98	12.90	3.35	0.00
-5.57	6.20	10.50	19.42	3.83	0.00
-6.27	7.29	13.35	27.82	4.31	0.00
-6.97	8.47	15.14	38.11	0.49	0.00
	8.52	15.15	38.56	4.53	0.00
Máximos	Cota: -7.00 m	Cota: -7.00 m	Cota: -7.00 m	Cota: -6.59 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m

Fuente: CYPE.

Tabla 4.4. Descripción del armado de hierros en el muro 1.

CORONACIÓN				
Armado superior: 2Ø16				
Anclaje intradós / trasdós: 20 / 15 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø10c/30 Empalme: 0.3 m	Ø10c/25	Ø20c/30 Empalme: 1.1 m	Ø10c/25
2	Ø12c/30 Empalme: 0.4 m	Ø16c/30	Ø32c/30 Empalme: 2.1 m Refuerzo 1: Ø32 h=2.8 m	Ø12c/10
ZAPATA				
Armado	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø16c/25	Ø16c/5 Longitud de anclaje en prolongación: 70 cm		
Inferior	Ø16c/25	Ø16c/15		
Tacón	4Ø10	Ø16c/10 Longitud de anclaje en prolongación: 65 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Fuente: CYPE.

Tabla 4.5. Comprobación geométrica y de resistencia.

Referencia: Muro: DIANA DEF (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Tramo 1: - Tramo 2:	Máximo: 46.51 t/m Calculado: 5.66 t/m Máximo: 226.46 t/m Calculado: 27.43 t/m	Cumple Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.5.3.2</i> - Tramo 1: - Tramo 2:	Mínimo: 19 cm Calculado: 30 cm Calculado: 40 cm	Cumple Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i> - Tramo 1: - Trasdós: - Intradós: - Tramo 2: - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 4 cm Calculado: 24 cm Calculado: 24 cm Calculado: 8.8 cm Calculado: 28.4 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i> - Tramo 1: - Trasdós: - Intradós: - Tramo 2: - Trasdós: - Intradós:	Máximo: 45 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm Calculado: 10 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía mínima geométrica horizontal: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.3</i> - Tramo 1: - Trasdós (-3.00 m): - Intradós (-3.00 m): - Tramo 2: - Trasdós (-7.00 m): - Intradós (-7.00 m):	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00104 Calculado: 0.00104 Calculado: 0.00188 Calculado: 0.00111	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio de CYPE Ingenieros (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i> - Tramo 1: - Trasdós:	Calculado: 0.00104 Mínimo: 0.00069	Cumple

Referencia: Muro: DIANA DEF (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Mínimo: 0.00017	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Mínimo: 0.00178 Calculado: 0.00188	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00012 Calculado: 0.00111	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2</i>	Mínimo: 0.00075	
- Tramo 1. Trasdós (-3.00 m):	Calculado: 0.00349	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-7.00 m):	Calculado: 0.00893	Cumple
- Trasdós (-4.20 m):	Calculado: 0.00582	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5.1</i>	Mínimo: 0.00339	
- Tramo 1. Trasdós (-3.00 m):	Calculado: 0.00349	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-7.00 m):	Calculado: 0.00893	Cumple
- Trasdós (-4.20 m):	Calculado: 0.00582	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2</i>	Mínimo: 0.0006	
- Tramo 1. Intradós (-3.00 m):	Calculado: 0.00087	Cumple
- Tramo 2:		
- Intradós (-7.00 m):	Calculado: 0.00062	Cumple
- Intradós (-4.20 m):	Calculado: 0.00081	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.9.1</i>	Máximo: 0.08	
- Tramo 1. (0.00 m):	Calculado: 0.00436	Cumple
- Tramo 2:		
- (-3.00 m):	Calculado: 0.00764	Cumple
- (-4.20 m):	Calculado: 0.01247	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 4 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Tramo 2:		

Referencia: Muro: DIANA DEF (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Trasdós:	Calculado: 10.2 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 27.6 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i>	Máximo: 45 cm	
- Tramo 1:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		
- Tramo 1:		Cumple
- Tramo 2:		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.2</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 13.61 t/m Calculado: 4.92 t/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 30.86 t/m Calculado: 26.07 t/m	Cumple
Verificación de la fisuración por tensión en barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.6.4</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 2.22484 t/cm ² Calculado: 1.91935 t/cm ²	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 2.17286 t/cm ²	Cumple
Longitud de empalme: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.15.1</i>		
- Tramo 1:		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.05 m Calculado: 1.1 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple
- Tramo 2:		
- Base trasdós:	Mínimo: 2.07 m Calculado: 2.1 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.35 m Calculado: 0.4 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple

Referencia: Muro: DIANA DEF (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 4 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -3.00 m		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -3.00 m		
- Tramo 1 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -3.00 m, Md: 6.01 t·m/m, Nd: 2.02 t/m, Vd: 5.67 t/m, Tensión máxima del acero: 3.684 t/cm ²		
- Tramo 1 -> Sección crítica a cortante: Cota: -2.79 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -7.00 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -7.00 m		
- Tramo 2 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -5.35 m, Md: 32.28 t·m/m, Nd: 6.12 t/m, Vd: 17.71 t/m, Tensión máxima del acero: 3.956 t/cm ²		
- Tramo 2 -> Sección crítica a cortante: Cota: -6.52 m		
Referencia: Zapata corrida: DIANA DEF (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 3 Calculado: 3.18	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.6 Calculado: 2.06	Cumple
Altura mínima: - Zapata: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 15.7</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 4.67 kp/cm ² Calculado: 1.268 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 5.837 kp/cm ² Calculado: 1.929 kp/cm ²	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 20.23 cm ² /m Calculado: 40.22 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 13.4 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 9.26 cm ² /m Calculado: 13.4 cm ² /m	Cumple

Referencia: Zapata corrida: DIANA DEF (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Momento pésimo en el tacón:	Mínimo: 5.48 cm ² /m Calculado: 20.11 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 45.72 t/m Calculado: 26.55 t/m	Cumple
- Intradós:	Máximo: 45.72 t/m Calculado: 16.95 t/m	Cumple
- En el tacón:	Máximo: 33.1 t/m Calculado: 1.44 t/m	Cumple
Longitud de anclaje:		
- Arranque trasdós: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5</i>	Mínimo: 41.5 cm Calculado: 69.3 cm	Cumple
- Arranque intradós: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 69.3 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5</i>	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5</i>	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</i>	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior intradós: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.2.2</i>	Mínimo: 64.6 cm Calculado: 70 cm	Cumple
- Armadura transversal del tacón: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.2.2</i>	Mínimo: 64.6 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Recubrimiento:		
- Lateral: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.7.1</i>	Mínimo: 7.5 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Criterio de CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: #3	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura longitudinal del tacón:	Calculado: Ø10	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Calculado: Ø16	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i>	Máximo: 45 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 5 cm	Cumple

Referencia: Zapata corrida: DIANA DEF (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama horizontal tacón:	Calculado: 13.6 cm	Cumple
- Armado transversal del tacón:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama vertical tacón:	Calculado: 30.4 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 4 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 5 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama horizontal tacón:	Calculado: 13.6 cm	Cumple
- Armado transversal del tacón:	Calculado: 10 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.12.2.1</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00167	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00502	Cumple
- Armadura longitudinal del tacón:	Calculado: 0.0013	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Calculado: 0.00335	Cumple
Cuantía mecánica mínima: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 0.00154 Calculado: 0.00167	Cumple
- Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.00337 Calculado: 0.00502	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Mínimo: 0.00121 Calculado: 0.00335	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 51.86 t·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 24.05 t·m/m		

Fuente: CYPE.

Tabla 4.6. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento crítico)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): DIANA DEF (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase: Coordenadas del centro del círculo (-0.20 m ; 1.30 m) - Radio: 9.80 m: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.6 Calculado: 2.127	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Fuente: CYPE.

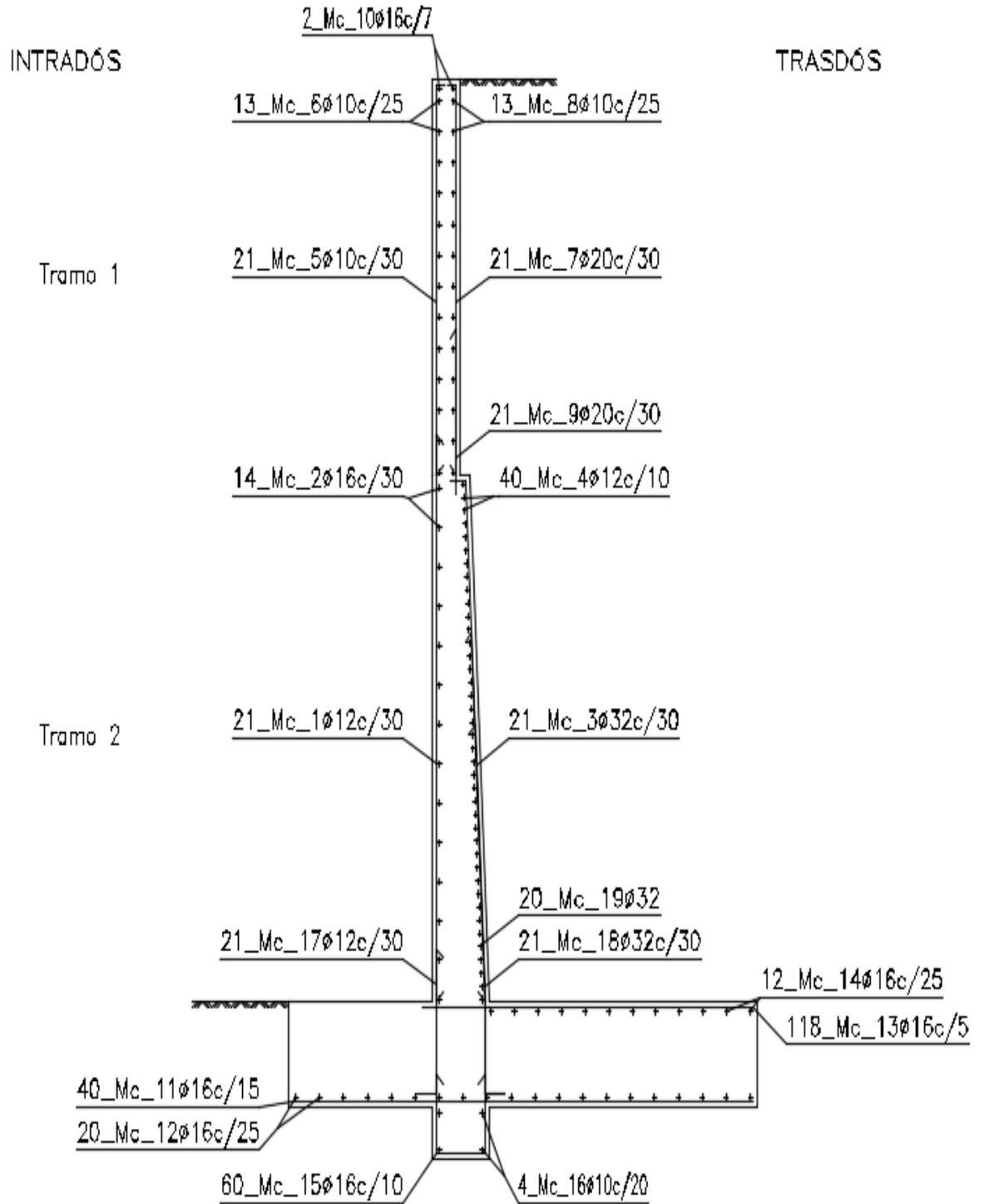


Figura 4.4. Detalle del armado de hierros en el muro.

Fuente: Autor.

4.4. Diseño estructural muro 2

Este muro fue diseñado para sostener una sobrecarga adicional que es la de un paso peatonal, el módulo tiene una largo de 6m. el cual va a resistir las siguientes cargas:

- Peso y relleno del estribo.
- Reacción de la superestructura del paso peatonal sobre el estribo carga muerta más carga viva.
- Empuje que genere el relleno sobre el estribo.

Determinación de la carga muerta del estribo por metro según los pesos específicos establecidos en la NEC.

Tabla 4.7. Peso específico de materiales.

materiales	peso específico(KN/m3)
Acero	78.5
Aluminio	27
Madera	8.83

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción.

El peso peatonal que se asentará sobre el estribo es un modelo estándar entregado por el GAD municipal de Cuenca el cual está formado por un tablero de madera de 6 m de ancho, tres vigas de acero rectangular de 0.15*0.15 cm, con barandales de aluminio. La luz a cubrir es de 32 m de longitud.

Determinación de caga muerta del paso peatonal

$$w_{\text{tablero}} = \gamma * l * a * e = 675 \text{ kg.}$$

$$w_{\text{vigas}} = \gamma * l * a * e = 14403.66 \text{ kg. (Tres vigas)}$$

$$w_{\text{barandales}} = \gamma * l * a * e = 3344.03 \text{ kg.}$$

$$w_{total} = w_{losa} + w_{vigas} + w_{pasarela} = 3070.45107 \text{ kg.}$$

Determinación de carga viva del paso peatonal

Según las NEC la carga peatonal y de bicicletas es igual a 480 kg/m^2

$$w_{peatonal} = 480 * 1 * 32 = 7200 \text{ kg}$$

$$\text{Carga factorizada} = 1.2 \text{ cm} + 1.6 \text{ cm} = 15204.54 \text{ kg.}$$

La carga adicional que deberá soportar este muro será de 15204.54 kg , es decir 15.2 ton .

- **Descripción del terreno**

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %

Evacuación por drenaje: 100 %

Porcentaje de empuje pasivo: 50 %

Tensión admisible: 4.67 kg/cm^2

Coefficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

- **Descripción de la geometría del muro**

Está formado por un tramo de pantalla que consta con una altura de 7 m , un espesor constante igual a 0.75 cm .

La punta del muro es de 2 m . con un espesor de 0.95 cm .

El talón del muro tiene 3.5 m . con un espesor de 0.95 cm .

El dentellón tendrá una altura de 40 cm . con un espesor de 0.75 cm .

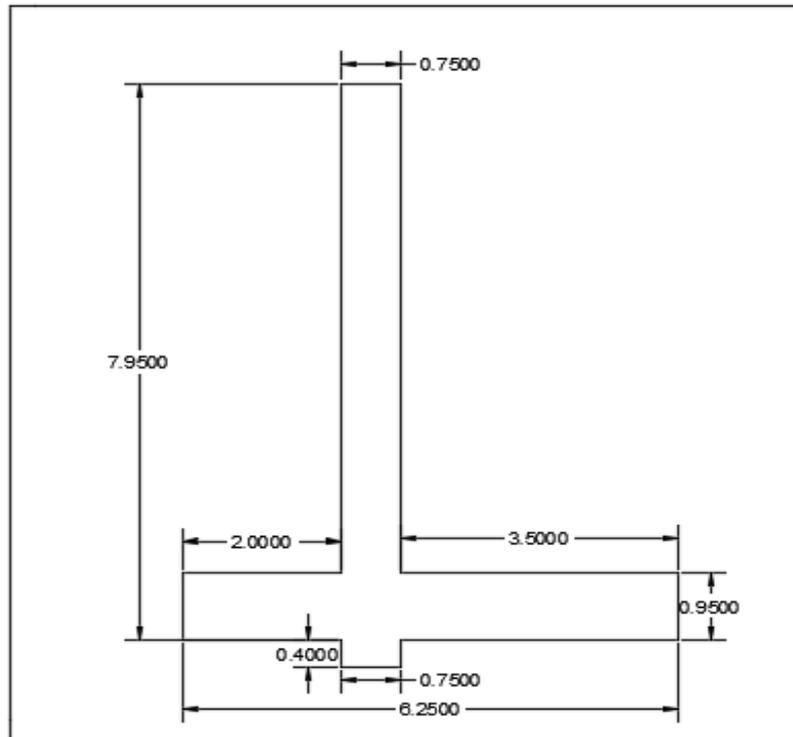


Figura 4.5. Dimensiones del muro 1.

Fuente: Autor.

4.4.1. Análisis caso 1: empuje tierra + carga tráfico + sobrecarga

En la tabla 4.8. Se tienen los datos necesarios para realizar el diseño estructural del muro 2.

Tabla 4.8. Datos generales para el diseño del muro 2.

H=	7.95	m
γ suelo seco=	1954.00	kg/m ³
φ =	30.00	grados
σ adm=	4.67	kg/cm ²
Df=	1.50	m
γ hormigón=	2400.00	kg/m ³
γ suelo saturado=	2214.00	kg/m ³

Fuente: Autor.

Determinación de momentos estabilizantes

- Peso propio de la estructura.

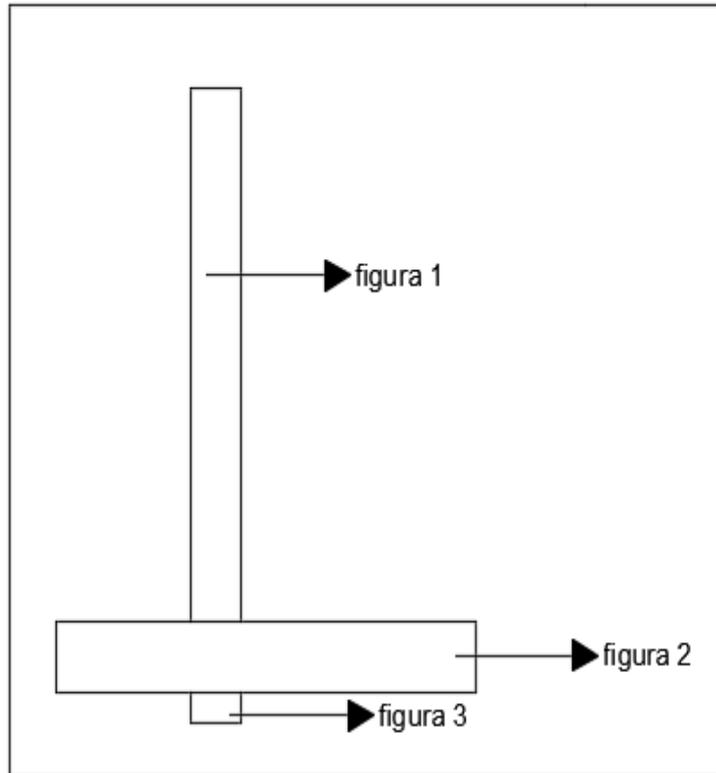


Figura 4.6. Esquema para determinar el peso propio de la estructura.

Fuente: Autor.

En la siguiente tabla se detalla el área, volumen y peso de la estructura.

Tabla 4.9. Peso propio de la estructura.

FUGURA	A(m ²)	V(m ³)	PESO(kg)	brazo x(m)	brazo y(m)	M x(kg-m)	M y(kg-m)
1	2.8	2.8	6720	2.38	4.45	15960	29904
2	5.94	5.94	14250	3.13	0.475	44531.25	6768.75
3(dentellón)	0.3	0.3	720	2.38	-0.2	1710	-144
Σ			21690			62201.25	36528.75

Fuente: Autor.

Peso propio de la estructura $W_{pp} = 21690$ kg.

Brazo de palanca $B_{pp} = \sum Mx / \sum W_{pp} = 2.87$ m.

Momento por el peso propio de la estructura $M_{pp} = W_{pp} * B_{pp} = 62201.25$ kg-m.

- Peso total del relleno.

Peso del relleno $W_r = \gamma_r * V_r = 53735$ kg.

Momento del relleno $M_r = W_r * B_r = 221290.50$ kg-m.

Momento resistente o estabilizante del muro (Me)

$Me = M_{pp} + M_r = 330889$ kg-m.

Cálculo del momento de volcamiento

Coeficiente del empuje activo $K_a = \frac{1 - \text{sen}(\theta)}{1 + \text{sen}(\theta)} = 0.33$

Empuje activo $E_a = \frac{\gamma_r * H^2 * k_a}{2} = 20122$ kg.

Fuerza horizontal $F_h = 20122$ kg.

Momento por el empuje activo $M_{ea} = E_a * B_a = 89433$ kg-m.

$M_v = 89433$ kg-m.

Cálculo del empuje pasivo generado por el dentellón

Coeficiente del empuje pasivo $K_p = \frac{1 + \text{sen}(\theta)}{1 - \text{sen}(\theta)} = 3$

Presión pasiva superior del dentellón $\sigma_{ps} = \gamma_r * D_f * K_p = 17593$ kg.

Presión pasiva inferior del dentellón $\sigma_{pi} = \gamma_r * (D_f + h_d) * K_p = 23807$ kg.

Empuje pasivo $E_p = \frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2} = 20700$ kg.

Resultante vertical

$$R_v = W_{pp} + W_r = 75425 \text{ kg.}$$

Cálculo de la fuerza de rozamiento F_r entre la base del muro y el suelo

$$\text{Ángulo de fricción del suelo } \delta = \frac{2}{3}\varphi$$

$$F_r = \tan\delta(R_v + E_{av}) + EP = 48322 \text{ kg.}$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s \text{ desl.} = \frac{F_r}{E_h} = 2.40$$

El valor del factor de seguridad al deslizamiento tiene que ser igual o mayor a 1.6, el cálculo nos dio 2.40, por lo tanto cumple y garantiza que el muro no se mueva deslizándose por los empujes horizontales.

Factor de seguridad al volcamiento

$$F_s \text{ volc.} = \frac{M_e}{M_v} = 3.69$$

El valor del factor de seguridad para el volcamiento de igual manera tiene que ser igual o mayor a 3, los cálculos nos dieron un valor de 3.69 por lo será capaz de resistir los momentos que intenten volcar a la estructura.

Presión de contacto entre el muro y el suelo de fundación

Punto de aplicación de la fuerza (X_r)

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = 3.20 \text{ m.}$$

La excentricidad de las fuerzas resultantes (e_x), medida desde el centro de la base, tiene que ser menor al sexto de la base ($B/6$), garantizando así que exista compresión en toda la base.

$$e_x \text{ max} = \frac{B}{6} = 1.04 \text{ m.}$$

$$ex = \frac{B}{2} - Xr = -0.076 \text{ m.}$$

Presiones de contacto suelo muro

$$\sigma_{max} = \frac{Rv}{B} * \left[1 + \frac{6*ex}{B} \right] = 1.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B} * \left[1 - \frac{6*ex}{B} \right] = 1.72 \text{ kg/cm}^2$$

Estos valores son menores a la capacidad admisible del suelo que es igual a 4.67 kg/cm², por lo tanto cumple y garantiza que el suelo va a soportar a la estructura.

4.4.2. Análisis caso 2: empuje tierra + sismo

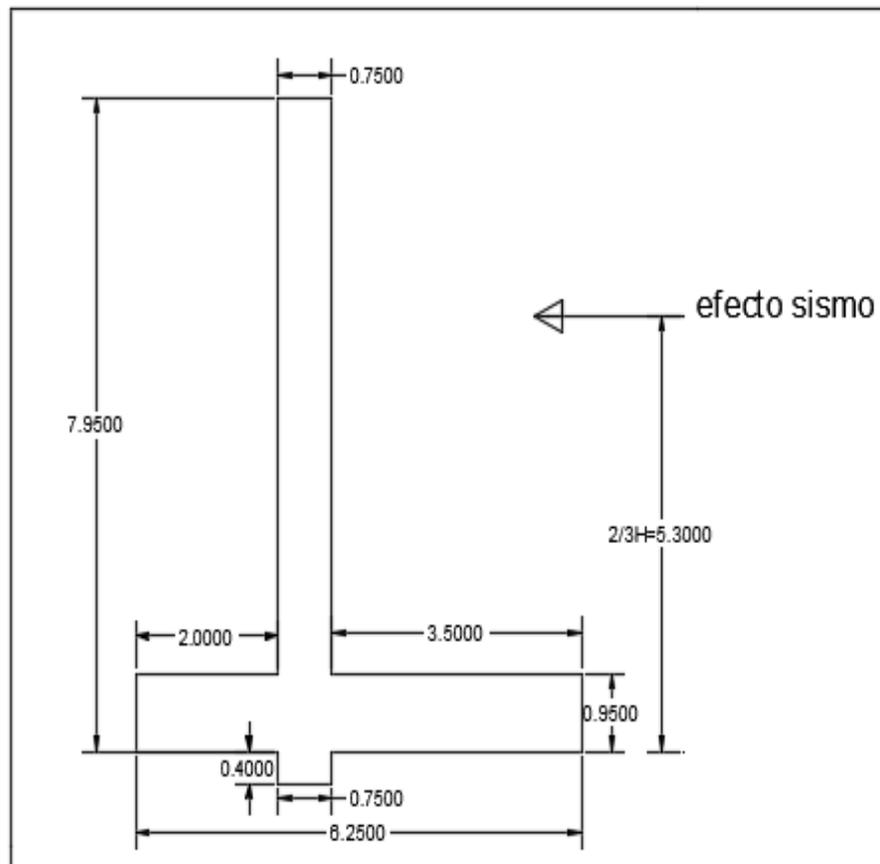


Figura 4.7. Efecto de la fuerza del sismo sobre el muro 2.

Fuente: Autor.

En el análisis del caso dos, se debe determinar la zona sísmica del lugar en donde se va a construir la estructura, para así obtener el valor de aceleración del suelo (Z), en el caso de Cuenca este valor es 0.25.

$$\text{Coeficiente de sismo horizontal} = Csh = 0.5 * Z = 0.13$$

$$\text{Coeficiente de sismo vertical} = Csv = 0.7 * Csh = 0.09$$

$$\text{Ángulo de aceleración sísmico} = \varepsilon = \tan^{-1} \left(\frac{Csh}{1 - Csv} \right) = 7.80 \text{ grados}$$

Fuerza sísmica del peso propio F_{spp} : ubicado en el centro de gravedad del muro.

$$F_{spp} = W_{pp} * Csh = 2711.25 \text{ kg.}$$

$$B_{spp} = 2.87 \text{ m.}$$

$$M_{spp} = F_{spp} * B_{spp} = 7775.16 \text{ kg-m.}$$

Cálculo de presión dinámica activa (Kas), la fórmula para esta expresión está en función de los siguientes ángulos.

$$\mu = 20 \text{ Grados}$$

$$\beta = 0 \text{ Grados}$$

$$\theta = 90 \text{ Grados}$$

$$\varphi = 30 \text{ Grados}$$

$$\xi = 7.80 \text{ Grados}$$

Cuando $\delta = 20$ menor $\varphi - \varepsilon = 22$ entonces,

$$kas = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon) \text{sen}^2 \theta \text{sen}(\theta - \mu - \varepsilon) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \mu) \text{sen}(\varphi - \delta - \varepsilon)}{\text{sen}(\theta - \mu - \varepsilon) \text{sen}(\theta + \delta)}} \right]^2}$$

$$Kas = 0.396$$

Incremento del empuje activo (ΔDEa)

$$\Delta DEa = \frac{\gamma_s * H^2}{2} (K_{as} - K_a)(1 - C_{sv}) = 3672.19 \text{ kg.}$$

Aplicado a 2/3 de la altura total del muro desde la base.

$$B_{sis} = \frac{2}{3} * H = 5.27 \text{ m.}$$

Empujes totales conformado por empuje del incremento más el empuje activo del suelo y la fuerza sísmica por el peso propio.

$$Ea + \Delta = Ea + \Delta DEa + F_{spp} = 26507.43 \text{ kg.}$$

Resultante vertical

$$R_v = W_{pp} + W_r = 75425 \text{ kg.}$$

Momento de volcamiento por incremento de la fuerza sísmica

$$M_{v \text{ sis}} = M_v + M_{sis} + M_{spp} = 108773.26$$

Fuerza de rozamiento Fr

$$\text{Ángulo de fricción del suelo } \delta = \frac{2}{3} \varphi$$

$$Fr = \tan \delta (R_v + E_{av}) + EP = 48322.14 \text{ kg.}$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s \text{ desl.} = \frac{Fr}{Ea + \Delta} = 1.82$$

El valor del factor de seguridad al deslizamiento tiene que ser igual o mayor a 1.6, el cálculo nos dio 1.82, por lo tanto cumple y garantiza que el muro no se mueva deslizándose por los empujes horizontales incrementados por la acción del sismo.

Factor de seguridad al volcamiento

$$Fs_{volc.} = \frac{Me}{Mv} = 3.04$$

El valor del factor de seguridad para el volcamiento de igual manera tiene que ser igual o mayor a 3, los cálculos nos dieron un valor de 3.04, por lo será capaz de resistir los momentos incrementados por la acción del sismo que intenten provocar el volcamiento a la estructura.

Presión de contacto entre el muro y el suelo de fundación

Punto de aplicación de la fuerza (Xr)

$$Xr = \frac{Me - Mv}{Rv} = 1.54 \text{ m.}$$

La excentricidad de las fuerzas resultantes (ex), medida desde el centro de la base, tiene que ser menor al sexto de la base ($B/6$), garantizando así que exista compresión en toda la base.

$$ex_{max} = \frac{B}{6} = 1.04 \text{ m.}$$

$$ex = \frac{B}{2} - Xr = 0.18 \text{ m.}$$

Presiones de contacto suelo muro

$$\sigma_{max} = \frac{Rv}{B} * \left[1 + \frac{6*ex}{B} \right] = 1.92 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B} * \left[1 - \frac{6*ex}{B} \right] = 1.21 \text{ kg/cm}^2.$$

Estos valores son menores a la capacidad admisible del suelo que es igual a 4.67 kg/cm^2 , por lo tanto cumple y garantiza que el suelo va a soportar a la estructura.

4.4.3. Verificación del diseño en CYPE

Realizado el pre dimensionamiento del muro de contención, verificando que cumple con los requisitos de seguridad establecidos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se procedió a su verificación en un software (CYPE), y a determinar en el mismo las solicitaciones de cortante y momento máximo, corte máximo resistente, acero mínimo, acero mínimo requerido para la estructura.

Tabla 4.10. Carga permanente y empujes de tierras.

Cota	Ley de axiles	Ley de cortantes	Ley de momento flector	Ley de empujes	Presión hidrostática
(m)	(t/m)	(t/m)	(t·m/m)	(t/m ²)	(t/m ²)
0.00	62.64	0.00	0.00	-0.00	0.00
-0.69	63.93	0.15	0.04	0.45	0.00
-1.39	65.25	0.63	0.29	0.90	0.00
-2.09	66.56	1.42	0.99	1.36	0.00
-2.79	67.87	2.53	2.35	1.81	0.00
-3.49	69.18	3.96	4.61	2.27	0.00
-4.19	70.50	5.71	7.97	2.72	0.00
-4.89	71.81	7.77	12.67	3.18	0.00
-5.59	73.12	10.16	18.92	3.63	0.00
-6.29	74.43	12.86	26.96	4.09	0.00
-6.99	75.75	14.40	36.73	4.28	0.00
Máximos	75.77	14.40	36.87	4.28	0.00
	Cota: -7.00 m	Cota: -7.00 m	Cota: -7.00 m	Cota: -6.59 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	62.64	0.00	0.00	-0.00	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m

Fuente: CYPE.

Tabla 4.11. Descripción del armado de hierros en el muro 2.

CORONACIÓN				
Armado superior / 3Ø16: inferior / 3Ø16				
Estribos: Ø10c/25				
Altura viga: 57.2 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 65 / 59 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/25 Empalme: 0.4 m	Ø12c/15	Ø32c/30 Empalme: 2.1 m Refuerzo 1: Ø32 h=1.8 m	Ø12c/10
ZAPATA				
Armado	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø16c/20	Ø12c/5 Longitud de anclaje en prolongación: 85 cm		
Inferior	Ø16c/20	Ø16c/5		
Tacón	5Ø3/8"	Ø12c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 49 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Fuente: CYPE.

Tabla 4.12. Comprobación geométrica y de resistencia.

Referencia: Muro: DIANA DEF 1 (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 243.79 t/m Calculado: 24.48 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.5.3.2</i>	Mínimo: 19 cm Calculado: 75 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 4 cm	
- Trasdós:	Calculado: 8.8 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 13.8 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i>	Máximo: 45 cm	
- Trasdós:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 15 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica horizontal: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.3</i>	Mínimo: 0.001	
- Trasdós (-7.00 m):	Calculado: 0.0015	Cumple
- Intradós (-7.00 m):	Calculado: 0.001	Cumple

Referencia: Muro: DIANA DEF 1 (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio de CYPE Ingenieros (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i></p> <p>- Trasdós:</p> <p>- Intradós:</p>	<p>Mínimo: 0.00142 Calculado: 0.0015</p> <p>Mínimo: 0.00012 Calculado: 0.001</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2</i></p> <p>- Trasdós (-7.00 m):</p> <p>- Trasdós (-5.20 m):</p>	<p>Mínimo: 0.00075 Calculado: 0.00714</p> <p>Calculado: 0.00357</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5.1</i></p> <p>- Trasdós (-7.00 m):</p> <p>- Trasdós (-5.20 m):</p>	<p>Mínimo: 0.00339 Calculado: 0.00714</p> <p>Calculado: 0.00357</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2</i></p> <p>- Intradós (-7.00 m):</p> <p>- Intradós (-5.20 m):</p>	<p>Mínimo: 0.0006 Calculado: 0.0006</p> <p>Calculado: 0.0006</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.9.1</i></p> <p>- (0.00 m):</p> <p>- (-5.20 m):</p>	<p>Máximo: 0.08 Calculado: 0.00417</p> <p>Calculado: 0.00775</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i></p> <p>- Trasdós:</p> <p>- Intradós:</p>	<p>Mínimo: 4 cm Calculado: 10.2 cm</p> <p>Calculado: 22.6 cm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Separación máxima entre barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i></p> <p>- Armadura vertical Trasdós:</p> <p>- Armadura vertical Intradós:</p>	<p>Máximo: 45 cm Calculado: 30 cm</p> <p>Calculado: 25 cm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i></p>		Cumple
<p>Comprobación a cortante: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.2</i></p>	<p>Máximo: 41.97 t/m Calculado: 22.21 t/m</p>	Cumple
<p>Verificación de la fisuración por tensión en barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.6.4</i></p>	<p>Máximo: 2.22484 t/cm² Calculado: 2.20537 t/cm²</p>	Cumple
<p>Longitud de empalme: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.15.1</i></p> <p>- Base trasdós:</p>	<p>Mínimo: 2.07 m Calculado: 2.1 m</p>	Cumple

Referencia: Muro: DIANA DEF 1 (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Base intradós:	Mínimo: 0.35 m Calculado: 0.4 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 59 cm Calculado: 59 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 6 cm ²	Cumple
Altura mínima viga coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros: la altura de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm</i>	Mínimo: 57 cm Calculado: 57 cm	Cumple
Área mínima estribos viga coronación: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.4.6.3</i>	Mínimo: 4.85 cm ² /m Calculado: 6.28 cm ² /m	Cumple
Separación máxima entre estribos: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.4.5</i>	Máximo: 28.6 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -7.00 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -7.00 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -6.60 m, Md: 52.95 t·m/m, Nd: 11.14 t/m, Vd: 24.07 t/m, Tensión máxima del acero: 3.994 t/cm ²		
- Sección crítica a cortante: Cota: -6.35 m		
Referencia: Zapata corrida: DIANA DEF 1 (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 3 Calculado: 5.55	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.6 Calculado: 2.77	Cumple
Altura mínima: - Zapata: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 15.7</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 95 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 4.67 kp/cm ² Calculado: 2.307 kp/cm ²	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 5.837 kp/cm ² Calculado: 3.135 kp/cm ²	Cumple

Referencia: Zapata corrida: DIANA DEF 1 (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i> - Armado superior trasdós: - Armado inferior trasdós: - Armado inferior intradós: - Momento pésimo en el tacón:	Mínimo: 13.79 cm ² /m Calculado: 22.62 cm ² /m Mínimo: 12.93 cm ² /m Calculado: 40.22 cm ² /m Mínimo: 25.89 cm ² /m Calculado: 40.22 cm ² /m Mínimo: 3.6 cm ² /m Calculado: 7.54 cm ² /m	Cumple Cumple Cumple Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.1</i> - Trasdós: - Intradós: - En el tacón:	Máximo: 55.18 t/m Calculado: 19.18 t/m Máximo: 55.18 t/m Calculado: 45.84 t/m Máximo: 42.56 t/m Calculado: 1.67 t/m	Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: - Arranque trasdós: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5</i> - Arranque intradós: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</i> - Armado inferior trasdós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</i> - Armado inferior intradós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</i> - Armado superior trasdós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</i> - Armado superior intradós: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.2.2</i> - Armadura transversal del tacón: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.2.2</i>	Mínimo: 26.8 cm Calculado: 84.3 cm Mínimo: 15 cm Calculado: 84.3 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 48.5 cm Calculado: 85 cm Mínimo: 48.5 cm Calculado: 49 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Recubrimiento: - Lateral: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.7.1</i>	Mínimo: 7.5 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Criterio de CYPE Ingenieros.</i> - Armadura transversal inferior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura transversal superior:	Mínimo: #3 Calculado: Ø16 Calculado: Ø16 Calculado: Ø12	Cumple Cumple Cumple

Referencia: Zapata corrida: DIANA DEF 1 (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura longitudinal del tacón:	Calculado: Ø3/8"	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Calculado: Ø12	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i>	Máximo: 45 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 5 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 5 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama horizontal tacón:	Calculado: 28.3 cm	Cumple
- Armado transversal del tacón:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama vertical tacón:	Calculado: 30.8 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 4 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 5 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 5 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama horizontal tacón:	Calculado: 28.3 cm	Cumple
- Armado transversal del tacón:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama vertical tacón:	Calculado: 30.8 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.12.2.1</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00105	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00105	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00423	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00238	Cumple
- Armadura longitudinal del tacón:	Calculado: 0.00118	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Calculado: 0.001	Cumple
Cuantía mecánica mínima: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 0.00339 Calculado: 0.00423	Cumple
- Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.00193 Calculado: 0.00238	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Mínimo: 0.00064 Calculado: 0.001	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 43.47 t·m/m		

Referencia: Zapata corrida: DIANA DEF 1 (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 80.60 t·m/m		

Fuente: CYPE.

Tabla 4.13. Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento crítico)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): DIANA DEF 1 (H=7M)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: Combinaciones sin sismo: - Fase: Coordenadas del centro del círculo (-2.55 m ; 2.55 m) - Radio: 12.55 m: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.6 Calculado: 1.945	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Fuente: CYPE.

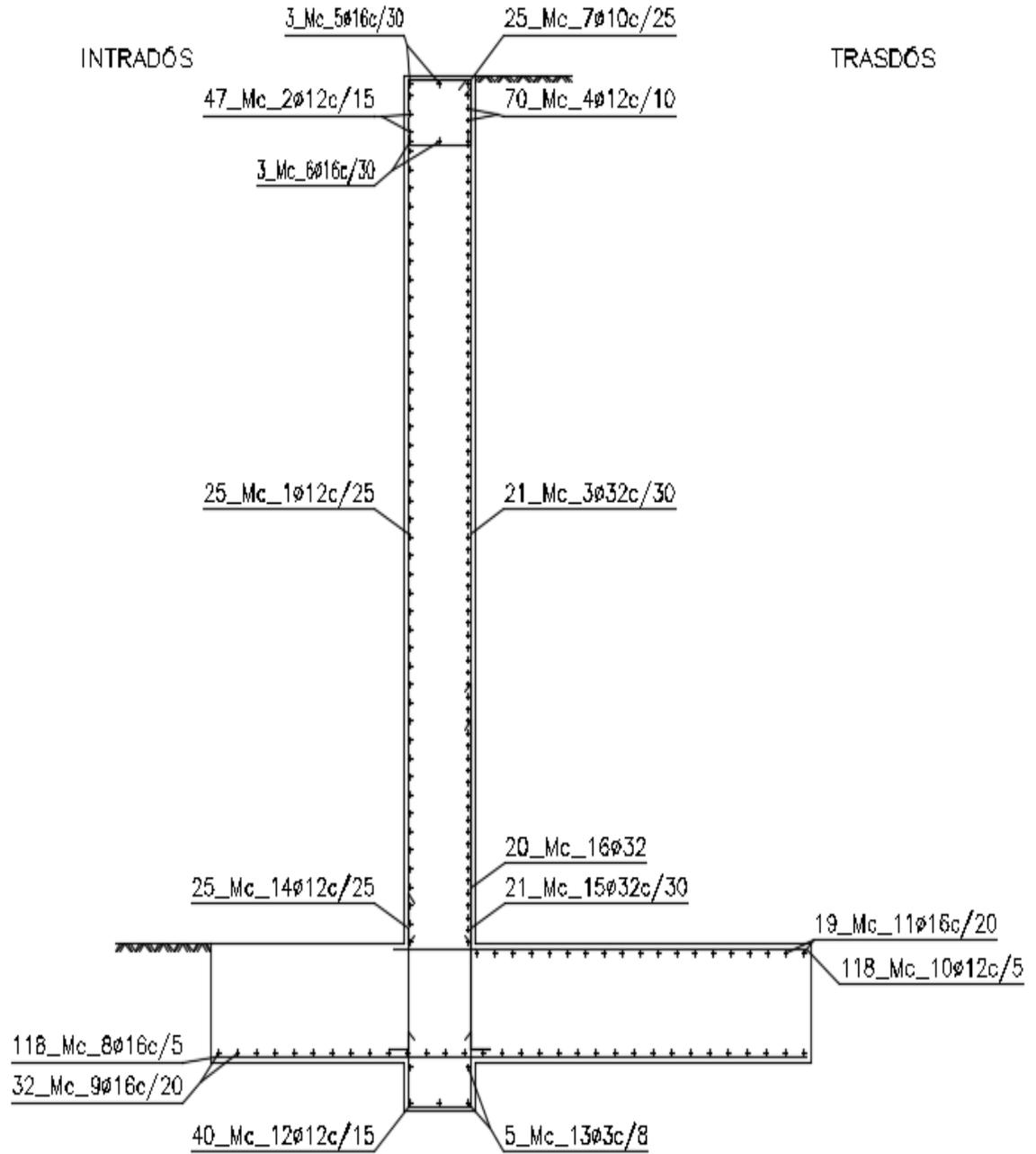


Figura 4.8. Detalle del armado de hierros muro 2.

Fuente: Autor.

CAPÍTULO 5**PRESUPUESTO REFERENCIAL****5.1. Determinación de las cantidades de obra**

Tabla 5.1. Cantidades de obra muro 1.

Nº ITEM	SUB ITEM	ACTIVIDADES	Unidades	CANTIDAD
1		obras preliminares		
	1,1	desbroce y limpieza del terreno	m2	195
	1,2	replanteo y nivelación	m2	195
	1,3	excavación mecánica	m3	1365
	1,4	desalojo de material de la excavación	m3	91
2		cimentación		
	2,1	excavación manual	m3	409,5
	2,2	acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	11762,08
	2,3	encofrado de madera para muros tablas de 0.30*0.8	m	419,4
	2,4	hormigón simple f'c=240kg/cm2	m3	254,8
3		pantalla		
	3,1	acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	34728,65
	3,2	encofrado de madera para muros tablas de 0.30*0.8	m2	455
	3,3	hormigón simple f'c=240kg/cm2	m3	188,5
	3,4	relleno compacto con material de sitio	m3	1274
4		sistema de drenaje		
	4,1	grava para drenaje	m3	136,5
	4,2	sistema de mechinales 4"	ml	132
	4,3	tubería pvc 150mm	ml	65

Fuente: Autor.

Tabla 5.2. Cantidades de obra muro 2.

Nº ITEM	SUB ITEM	ACTIVIDADES	Unidades	CANTIDAD
1		obras preliminares		
	1,1	desbronce y limpieza del terreno	m2	18
	1,2	replanteo y nivelacion	m2	18
	1,3	excavacion mecanica	m3	168
	1,4	desalojo de material de la excavacion	m3	21
2		cimentacion		
	2,1	excavacion manual	m3	37,8
	2,2	acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1257,15
	2,3	encofrado de madera para muros tablas de 0.30*0.8	m	48,5
	2,4	hormigon simple f'c=240kg/cm2	m3	35,625
3		pantalla		
	3,1	acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	4073,45
	3,2	encofrado de madera para muros tablas de 0.30*0.8	m2	84
	3,3	hormigon simple f'c=240kg/cm2	m3	42
	3,4	relleno compacto con material de sitio	m3	147
4		sistema de drenaje		
	4,1	grava para drenaje	m3	12,6
	4,2	sistema de mechinales 4"	ml	12
	4,3	tuberia pvc 150mm	ml	6

Fuente: Autor.

5.2. Análisis de precios unitarios

Tabla 5.3. Rubro desbroce y limpieza del terreno.

Código:	1.1					
Descrip.:	desbroce y limpieza del terreno					
Unidad:	m2					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas varias	Hora	1	0,15	0,75	0,11
Subtotal de Equipo:						0,11
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
						0,00
Subtotal de Materiales:						0,00
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10010	Peón		1	3,18	0,70	2,23
Subtotal de Mano de Obra:						2,23
Costo Directo Total:						2,34
COSTOS INDIRECTOS						
20%						0,47
Precio Unitario Total						2,81
Estos predios no incluyen IVA						
Son:	dos dólares con ochenta y un centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.4. Rubro replanteo y nivelación del terreno.

Código:	1,2					
Descrip.:	replanteo y nivelación					
Unidad:	m2					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas varias	Hora	1	0,15	0,75	0,11
Subtotal de Equipo:						0,11
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
						0,00
Subtotal de Materiales:						0,00
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10011	maestro mayor de obras		1	3,22	0,03	0,10
10010	Peón		1	3,18	0,30	0,95
Subtotal de Mano de Obra:						1,05
Costo Directo Total:						1,16
COSTOS INDIRECTOS						
20%						0,23
Precio Unitario Total						1,40
Estos predios no incluyen IVA						
Son:	un dólar con cuarenta centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.5. Rubro excavación mecánica del terreno.

Código:	1,3					
Descrip.:	excavación mecánica					
Unidad:	m3					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas varias	Hora	1	0,15	0,75	0,11
Subtotal de Equipo:						0,11
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
						0,00
Subtotal de Materiales:						0,00
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10010	Peón		2	3,18	1,00	6,36
Subtotal de Mano de Obra:						6,36
Costo Directo Total:						6,47
COSTOS INDIRECTOS						
20%						1,29
Precio Unitario Total						7,77
Estos predios no incluyen IVA						
Son:	siete dólares con setenta y siete centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.6. Rubro desalojo de material producto de las excavaciones.

Código:	1,4					
Descrip.:	desalojo de material					
Unidad:	m3					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas varias	Hora	1	0,15	0,75	0,11
Subtotal de Equipo:						0,11
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
						0,00
Subtotal de Materiales:						0,00
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	rendimiento	Total
10025	volqueta 14m3	hora	0,0147	30,00	1,0000	0,44
Subtotal de Transporte:						0,44
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10010	Peón		1	3,18	1,00	3,18
Subtotal de Mano de Obra:						3,18
Costo Directo Total:						3,73
COSTOS INDIRECTOS						
20%						0,75
Precio Unitario Total						4,48
Estos predios no incluyen IVA						
Son:	cuatro dólares con cuarenta y ocho centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.7. Rubro excavación manual para cimientos

Código:	2,1					
Descrip.:	Excavación manual					
Unidad:	m3					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas varias	Hora	1	0,15	0,75	0,11
Subtotal de Equipo:						0,11
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
						0,00
Subtotal de Materiales:						0,00
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10009	Albañil		1	3,22	0,3	0,97
10010	Peón		2	2,18	0,50	2,18
Subtotal de Mano de Obra:						3,15
Costo Directo Total:						3,26
COSTOS INDIRECTOS						
20%						0,65
Precio Unitario Total						3,91
Estos predios no incluyen IVA						
Son:	tres dólares con noventa y un centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.8. Rubro acero de refuerzo en cimiento del muro.

Código:	2,2					
Descrip.:	acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²					
Unidad:	kg					
Específic.:	el rubro incluye corte y doblado del acero de refuerzo					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas menores	hora	2	0,15	0,75	0,23
Subtotal de Equipo:						0,23
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
10023	Alambre de amarre	Kg	0,05	0,20		0,010
10024	acero de refuerzo	kg	1	1,75		1,75
Subtotal de Materiales:						1,76
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10010	albañil		1	3,22	0,2	0,64
10009	peón		1	3,18	0,0	0,10
Subtotal de Mano de Obra:						0,74
Costo Directo Total:						2,72
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						0,54
Precio Unitario Total						3,27
Son:	tres dólares con veinte y siete centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.9. Rubro encofrado para zapatas.

Código:	2,3					
Descrip.:	Encofrado Lineal					
Unidad:	m					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas menores	hora	1	0,15	0,75	0,11
Subtotal de Equipo:						0,11
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
10026	Clavos de 2 1/2"	kg	0,17	2,12		0,35
10027	Tabla de encofrado	m	1	1,00		1,00
10028	Tiras de eucalipto 4*5*3m	m	1	0,50		0,50
Subtotal de Materiales:						1,85
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10010	Peón		1	3,18	1	3,18
10009	Albañil		1	3,22	0,75	2,42
Subtotal de Mano de Obra:						5,60
Costo Directo Total:						7,56
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						1,51
Precio Unitario Total						9,07
Son:	nueve dólares con siete centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.10. Rubro hormigón simple para cimientos.

Código:	2,4					
Descrip.:	Hormigón Simple 240kg/cm2					
Unidad:	m3					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas	hora	3	0,15	0,75	0,34
0	Concreteira	hora	1	3,63	1,00	3,63
Subtotal de Equipo:						3,96
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
10030	Cemento	Saco	5,80	7,84		45,47
10031	Ripio	m3	0,76	22,15		16,83
10032	Arena	m3	0,56	22,00		12,32
Subtotal de Materiales:						74,63
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10010	Peón		2	3,18	1,00	6,36
Subtotal de Mano de Obra:						6,36
Costo Directo Total:						84,95
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						16,99
Precio Unitario Total						101,94
Son:	ciento un dólares con noventa y cuatro centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.11. Rubro acero de refuerzo para la pantalla de la estructura.

Código:	3,1					
Descrip.:	acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ²					
Unidad:	kg					
Específic.:	el rubro incluye corte y doblado del acero					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas menores	hora	2	0,15	0,75	0,23
Subtotal de Equipo:						0,23
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
10023	Alambre de amarre	Kg	0,05	0,20		0,010
10024	Acero de refuerzo	kg	1	1,75		1,75
Subtotal de Materiales:						1,76
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10010	Albañil		1	3,22	0,2	0,64
10009	Peón		1	3,18	0,0	0,10
Subtotal de Mano de Obra:						0,74
Costo Directo Total:						2,72
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						0,54
Precio Unitario Total						3,27
Son:	tres dólares con veinte y siete centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.12. Rubro encofrado lineal para la pantalla de la estructura.

Código:	3,2					
Descrip.:	Encofrado Lineal					
Unidad:	m					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
1001	Herramientas menores	hora	1	0,15	0,75	0,11
Subtotal de Equipo:						0,11
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
10026	Clavos de 2 1/2"	kg	0,17	2,12		0,35
10027	Tabla de encofrado	m	1	1,00		1,00
10028	Tiras de eucalipto 4*5*3m	m	1	0,50		0,50
Subtotal de Materiales:						1,85
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10010	Peón		1	3,18	1	3,18
10009	Albañil		1	3,22	0,75	2,42
Subtotal de Mano de Obra:						5,60
Costo Directo Total:						7,56
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						1,51
Precio Unitario Total						9,07
Son:	nueve dólares con siete centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.13. Rubro hormigón simple para la pantalla de la estructura.

Código:	3,3					
Descrip.:	Hormigón Simple 240kg/cm2					
Unidad:	m3					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim .	Total
1001	Herramientas	hora	3	0,15	0,75	0,34
0	Concreteira	hora	1	3,63	1,00	3,63
Subtotal de Equipo:						3,96
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
10030	Cemento	Saco	5,80	7,84		45,47
10031	Ripio	m3	0,76	22,15		16,83
10032	Arena	m3	0,56	22,00		12,32
Subtotal de Materiales:						74,63
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0,00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim .	Total
10010	Peón		2	3,18	1,00	6,36
Subtotal de Mano de Obra:						6,36
Costo Directo Total:						84,95
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						16,99
Precio Unitario Total						101,94
Son:	ciento un dólares con noventa y cuatro centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.14. Rubro del relleno compacto con material obtenido por las excavaciones en el sitio.

Código:	3,4					
Descrip.:	relleno compacto con material de sitio					
Unidad:	m3					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
10001	Compactador (sapo)	hora	1,00	4,00	0,70	2,80
Subtotal de Equipo:						2,80
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
0	0	m3	0	0		0
Subtotal de Materiales:						0
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10009	Albañil		1	3,22	0,1	0,32
10010	Peón		1	3,18	0,6	1,91
Subtotal de Mano de Obra:						2,23
Costo Directo Total:						5,03
COSTOS INDIRECTOS						
20%						1,01
Precio Unitario Total						6,04
Estos predios no incluyen IVA						
Son:	seis dólares con cuatro centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.15. Rubro grava para el drenaje del muro.

Código:	4,1					
Descrip.:	grava para drenaje					
Unidad:	m3					
Específic.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
	Compactador (sapo)	hora	1,00	4,00	0,70	2,80
Subtotal de Equipo:						2,80
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
0	Grava para drenaje	m3	1	20,75		20,75
Subtotal de Materiales:						20,75
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10009	Albañil		1	3,22	0,2	0,64
10010	Peón		1	3,18	0,3	0,95
Subtotal de Mano de Obra:						1,60
Costo Directo Total:						25,15
COSTOS INDIRECTOS						
20%						5,03
Precio Unitario Total						30,18
Estos predios no incluyen IVA						
Son:	treinta dólares con dieciocho centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.16. Rubro sistema de mechinales.

Código:	4,2					
Descrip.:	mechinales 4"(75mm)					
Unidad:	m3					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
10001	herramienta menor	hora	1,00	0,15	0,70	0,11
Subtotal de Equipo:						0,11
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
10031	tubería pvc 75mm	m	1,0000	3,33		3,33
10032	cemento para unir tubería	lata	0,0333	8,20		0,27
10034	teflón	pza	0,04	0,25		0,01
Subtotal de Materiales:						3,61
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10009	albañil		1	3,22	0,9	2,90
10010	Peón		1	3,18	0,8	2,54
Subtotal de Mano de Obra:						5,44
Costo Directo Total:						9,16
COSTOS INDIRECTOS						
20%						1,83
Precio Unitario Total						10,99
Estos predios no incluyen IVA						
Son:	diez dólares con noventa y nueve centavos					

Fuente: Autor.

Tabla 5.17. Rubro tubería para dren de aguas.

Código:	4,2					
Descrip.:	tubería pvc 150mm					
Unidad:	m3					
Especific.:						
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
10001	Herramienta menor	hora	1,00	0,15	0,70	0,11
Subtotal de Equipo:						0,11
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
10020	Tubería pvc 150mm	m	1,0000	4,12		4,12
10019	Cemento para unir tubería	lata	0,0333	8,20		0,27
10018	Teflón	pza	0,04	0,25		0,01
Subtotal de Materiales:						4,40
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
10009	Albañil		1	3,22	0,9	2,90
10010	Peón		1	3,18	0,8	2,54
Subtotal de Mano de Obra:						5,44
Costo Directo Total:						9,95
COSTOS INDIRECTOS						
20%						1,99
Precio Unitario Total						11,94
Estos predios no incluyen IVA						
Son:	once dólares con noventa y cuatro centavos					

Fuente: Autor.

5.3. Presupuesto referencial de los muros

Tabla 5.18. Presupuesto referencial muro 1.

Cliente: Gobierno Autónomo Descentralizado del cantón Cuenca						
Nombre del proyecto: Construcción de un muro de contención tipo ménsula a orillas del río Machángara						
Dirección: Av. Gonzáles Suarez y Cumandá						
Telefonos: 2368976-0987654789				Email: paulortiz@gmail.com		
Ciudad: Cuenca						
Nº ITEM	SUB ITEM	ACTIVIDADES	Unidades	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1		obras preliminares				
	1,1	desbroce y limpieza del terreno	m2	195	2,81	547,21
	1,2	replanteo y nivelación	m2	195	1,40	272,17
	1,3	excavación mecánica	m3	1365	7,77	10601,96
	1,4	desalajo de material de la excavación	m3	91	4,48	407,70
2		cimentación				
	2,1	excavación manual	m3	409,5	3,91	1601,23
	2,2	acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	11762,08	3,27	38453,53
	2,3	encofrado de madera para muros tablas de 0.30*0.8	m	419,4	9,07	3803,44
	2,4	hormigón simple f'c=240kg/cm2	m3	254,8	101,94	25973,85
3		pantalla				
	3,1	acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	34728,65	3,27	113537,68
	3,2	encofrado de madera para muros tablas de 0.30*0.8	m2	455	9,07	4126,29
	3,3	hormigón simple f'c=240kg/cm2	m3	188,5	101,94	19215,35
	3,4	relleno compacto con material de sitio	m3	1274	6,04	7689,86
4		sistema de drenaje				
	4,1	grava para drenaje	m3	136,5	30,18	4119,24
	4,2	sistema de mechinales 4"	ml	132	10,99	1451,00
	4,3	tubería pvc 150mm	ml	65	11,94	776,13
					SUBTOTAL	232576,63
					IVA	27909,20
					TOTAL	260485,82

Fuente: Autor.

Tabla 5.19. Presupuesto referencial muro 2.

Ciudad: Cuenca						
Ciudad: Cuenca						
Telefono: 2368976-0987654789						
Email: paulortiz@gmail.com						
Ciudad: Cuenca						
Nº ITEM	SUB ITEM	ACTIVIDADES	Unidades	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1 obras preliminares						
	1,1	desbronce y limpieza del terreno	m2	18	2,81	50,51
	1,2	replanteo y nivelacion	m2	18	1,40	25,12
	1,3	excavacion mecanica	m3	168	7,77	1304,86
	1,4	desalojo de material de la excavacion	m3	21	4,48	94,08
2 cimentacion						
	2,1	excavacion manual	m3	37,8	3,91	147,81
	2,2	acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1257,15	3,27	4109,98
	2,3	encofrado de madera para muros tablas de 0.30*0.8	m	48,5	9,07	439,83
	2,4	hormigon simple f'c=240kg/cm2	m3	35,625	101,94	3631,55
3 pantalla						
	3,1	acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	4073,45	3,27	13317,25
	3,2	encofrado de madera para muros tablas de 0.30*0.8	m2	84	9,07	761,78
	3,3	hormigon simple f'c=240kg/cm2	m3	42	101,94	4281,40
	3,4	relleno compacto con material de sitio	m3	147	6,04	887,29
4 sistema de drenaje						
	4,1	grava para drenaje	m3	12,6	30,18	380,24
	4,2	sistema de mechinales 4"	ml	12	10,99	131,91
	4,3	tuberia pvc 150mm	ml	6	11,94	71,64
					SUBTOTAL	29635,25
					IVA	3556,23
					TOTAL	33191,48

Fuente: Autor.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Como resultado del análisis de suelo realizado en el laboratorio de suelos de la Universidad del Azuay, se obtuvo que el suelo donde se cimentará es de tipo GM según la clasificación por el método SUCS y un A-1-a según la clasificación por el método de la AASTHO, definido esto y según tablas del manual de laboratorios, se obtuvo un ángulo de fricción interna del terreno de 30 grados, finalmente con la fórmula de Meyerhof se calculó la capacidad de carga última la cual dio un resultado de 4.67 kg/cm^2 .
- En cuanto al estudio topográfico, se concluyó que el talud a estabilizar tiene una altura que va desde la cota 2.442,41 hasta la cota 2.447,90 con una altura de 5.5 m que se mantiene constante, además tiene una longitud de 71 m.
- Finalmente se obtuvieron dos muros de contención, uno con una longitud de 65 m y una altura 7.8 m, cuyo precio será de 260.485,82 dólares incluido IVA, el segundo muro con una longitud de 6 m y 7.9 m de altura cuyo valor será de 33.191,48 dólares incluido IVA.

Recomendaciones:

- Para la construcción del muro, en el diseño se tomó en cuenta un retiro de 4 m del margen del río, para evitar que la estructura esté sometida a socavación, por lo cual es importante tomar en cuenta esta recomendación al momento de su construcción.
- Para el relleno del muro se deberá utilizar el material del suelo extraído para el retiro, ya que en análisis del mismo presentó buenas características mecánicas.
- Se debe colocar en el paramento interior del muro una capa de 30 cm de grava para drenaje, esto ayudará a evitar la presencia de agua así como a que se produzcan empujes hidrostáticos en la estructura.
- En la base de paramento interior se deberá colocar un tubo de 75 cm de diámetro, así como un sistema de mechinales con tubos de 4 pulgadas en la pantalla para ayudar a drenar el agua.

BIBLIOGRAFÍA

- Berry, P. L., & Reid, D. (1993). *Mecanica de Suelos*. Bogota: McGraw-Hill.
- Bowles, J. E. (1981). *Manual de laboratorio de suelos en ingenieria Civil*. McGraw-Hill.
- Calavera, J. (1987). *Muros de Contención y Muros de Sotano*. Madrid: INTEMAC EDICIONES.
- Juarez, E. (2005). *fundamentos de la mecanica de suelos* . Mexico: Limusa.
- Júarez, R. (2004). *Mecánica de suelos II teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos* . Mexico: Limusa.
- Lopez, C. (1996). *Topografía*. Madrid: Mundi-prensa libros.
- MIDUVI, & CAMICON. (s.f.). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*., de Geotecnia y cimentaciones: www.normaconstruccion.ec
- Torres, R. A. (2008). *Analisis y diseño de muros de contención de concreto armado*. Merida: Universidad de los Andes.
- Villalaz, C. (1979). *Mecanica de suelos y Cimentaciones*. México: Limusa.