



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

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

**Diseño para la construcción de un muro de contención tipo ménsula,
en el sector de Quinta Chica, Parroquia Machángara, Cantón
Cuenca.**

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

Autora

MARÍA PAULINA SIGUENCIA MONTERO

ROBERTO GAMÓN TORRES

Director

CUENCA, ECUADOR

2016

DEDICATORIA

Esta tesis va dedicada primeramente a Dios por estar siempre a mi lado y guiar mi vida en la dirección adecuada, brindándome la sabiduría y el valor necesario para vencer cada obstáculo presentado día a día. A mis padres, por su amor y dedicación, que han hecho todo su esfuerzo para yo poder lograr mis sueños y anhelos, motivándome cuando sentía que el camino se tornaba largo y confuso, a ustedes les debo toda mi gratitud, pudiendo culminar así una meta más en mi vida.

Además, expreso esta dedicatoria a todos mis profesores quienes han sido una guía muy importante en este largo y arduo camino, al compartirme sus experticias y conocimientos, a mis amigos y a todos aquellos que han formado parte fundamental en esta tesis. Para todos ellos por su apoyo y su ayuda incondicional.

AGRADECIMIENTOS

Para mis padres que me han brindaron su apoyo incondicional en este camino de grandes esfuerzos, que supieron comprender los malos momentos y mi ausencia en varias ocasiones importantes. A pesar de la distancia siempre estuvieron presentes para motivarme durante este proceso. A ustedes que siempre han sabido ser mi mayor inspiración, ya que todo su esfuerzo me ha servido de gran ayuda, para poder culminar esta meta, plasmada hoy en este trabajo de titulación.

Además expreso mi más sincero agradecimiento, a todas aquellas personas que con su ayuda de una u otra manera, han colaborado en la elaboración del presente trabajo de titulación. En especial al Ing. Roberto Gamón Torres, Phd., Msc, director del presente proyecto, al Ing. Juan Pablo Riquetti Morales, Msc y al Ing. Juan Carlos Malo Donoso miembros del tribunal designado, por brindar parte de su tiempo, para realizar el seguimiento, supervisión y varias correcciones respectivas, para la culminación de este trabajo y sobre todo por el apoyo recibido durante mi carrera universitaria.

Agradezco también a mis amigos y compañeros, que me apoyaron y me hicieron formar parte de sus vidas durante estos años, debido a que juntos hemos compartido varias experiencias que nos han unido, formando grandes lazos de amistad.

Gracias a todos ustedes.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDOS	pag.
DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	3
1.1 Alcance	3
1.2 Antecedentes	4
1.3 Justificación.....	6
1.4 Objetivos.....	6
1.4.1 Objetivo general.....	6
1.4.2 Objetivos específicos	7

CAPÍTULO II: LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN EN CAMPO 8

2.1 Recopilación de información..... 8

2.2 Toma de medidas y muestras de suelo 9

 2.2.1 Topografía 10

 2.2.2 Estudios de suelos..... 12

2.3 Identificación del estado actual de la vía y de las edificaciones aledañas 13

2.4 Establecer el estado social de la zona..... 14

CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DEL DISEÑO PROPUESTO 15

3.1 Parámetros de diseño 15

3.2 Clasificación de las diferentes estructuras de contención 16

3.3 Revisión de la normativa de construcción NEC 2015..... 18

 3.3.1 Factores de estabilidad..... 18

 3.3.2 Estabilidad al volcamiento..... 19

 3.3.3 Estabilidad al deslizamiento 19

 3.3.4 Presiones de contacto..... 21

 3.3.5 Método de los esfuerzos admisibles o estado límite de servicio 24

3.4 Análisis del muro de contención tipo ménsula y sus características 25

3.5 Análisis de los materiales a utilizar 26

3.6 Determinación de los empujes..... 27

 3.6.1 Presión lateral del suelo 29

3.7 Determinación de los empujes debido a sobre cargas 31

 3.7.1 Empuje debido a una carga uniformemente distribuida 32

 3.7.2 Empuje debido a una carga a una carga de tráfico 33

3.8 Determinación de los empujes debido a la presencia de agua..... 34

3.9 Determinación del empuje debido a la inclinación del terreno	36
3.10 Incremento dinámico del empuje activo producido por la presencia del efecto sísmico	37
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DEFINITIVO	40
4.1 Dimensionamiento del muro tipo ménsula y sus componentes.....	40
4.1.1 Diseño de la base del muro.....	43
4.1.2 Diseño por cortante de la zapata.....	44
4.1.3 Diseño por flexión de la zapata	45
4.1.4 Diseño de la pantalla.....	47
4.2 Pre diseño basado en los factores de seguridad.....	48
4.2.1 Cálculo del cumplimiento de la estructura, ante diversas acciones	52
4.3 Aporte técnico en el software CYPE	80
4.3.1 Cálculo y definición del armado de hierro en el software CYPE.....	82
4.4 Definición del diseño total del muro tipo ménsula.....	91
CAPÍTULO V: ESTUDIO ECONÓMICO	94
5.1 Presupuesto referencial.....	94
5.2 Análisis de precios unitarios.....	95
5.3 Especificaciones técnicas	108
CAPÍTULO VI: MEMORIA TÉCNICA	112
6.1 Metodología constructiva	112

CONCLUSIONES	116
RECOMENDACIONES	118
BIBLIOGRAFÍA	119
ANEXOS	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Ubicación del sector de Quinta Chica	9
Figura 2.2 Talud inestable sector de Quinta Chica	10
Figura 2.3 Levantamiento topográfico realizado en el sector de Quinta Chica	11
Figura 2.4 Topografía sector de Quinta Chica realizada en Auto Cad 2010	11
Figura 2.5 Toma de muestras de suelo realizado en el sector de Quinta Chica	12
Figura 2.6 Estado de las casas alrededor de la vía	13
Figura 2.7 Estado de la calle San Pablo de Lago	14
Figura 2.8 Naves industriales ubicadas en la avenida de las Américas sector de Quinta Chica	14
Figura 3.1 Muros a gravedad	16
Figura 3.2 Muros ménsula o voladizo.....	16
Figura 3.3 Muros de contrafuerte	17
Figura 3.4 Muros apoyados	17
Figura 3.5 Presión de contacto con la resultante dentro del tercio medio	23
Figura 3.6 Presión de contacto con $\sigma_{min}= 0$	24
Figura 3.7 Muro de contencion tipo ménsula	26
Figura 3.8 Empuje Activo	28
Figura 3.9 Empuje Pasivo	28
Figura 3.10 Empuje de Reposo	29
Figura 3.11 Forma y aplicación del empuje activo y pasivo.	31
Figura 3.12 Empuje generado por una carga uniformemente distribuida	32
Figura 3.13 Empuje generado por una carga de tráfico	33
Figura 3.14 Relleno completamente sumergido	35
Figura 3.15 Relleno parcialmente sumergido	36
Figura 3.16 Relleno inclinado	37

Figura 3.17 Mapa sismico del Ecuador	37
Figura 3.18 Incremento dinámico	38
Figura 4.1 Dimensionamiento del muro tipo ménsula y sus componentes	41
Figura 4.2 Muro de tipo ménsula con dentellón	42
Figura 4.3 Diseño de la base por cortante	43
Figura 4.4 Diseño de la pantalla en función de Y	48
Figura 4.5 Dimensionamiento tentativo, primera sección	53
Figura 4.6 Dimensionamiento final, primera sección	62
Figura 4.7 Dimensionamiento tentativo, segunda sección	63
Figura 4.8 Cálculo en la hoja de Excel de los diversos empujes del caso 1, sobre la segunda sección del muro	65
Figura 4.9 Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 1, en la segunda sección del muro	66
Figura 4.10 Cálculo en la hoja de Excel de los diversos empujes del caso 2, sobre la segunda sección del muro	67
Figura 4.11 Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 2, en la segunda sección del muro.	68
Figura 4.12 Cálculo de las acciones generadas por la presencia del dentellón, en la segunda sección del muro	70
Figura 4.13 Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 2, en la segunda sección del muro con la presencia del dentellón.	70
Figura 4.14 Dimensionamiento final, segunda sección	71
Figura 4.15 Dimensionamiento tentativo, tercera sección	71
Figura 4.16 Cálculo en la hoja de Excel de los diversos empujes del caso 1, sobre la tercera sección del muro	74
Figura 4.17 Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 1, en la tercera sección del muro	75

Figura 4.18 Cálculo en la hoja de Excel de los diversos empujes del caso 2, sobre la tercera sección del muro	76
Figura 4.19 Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 2, en la tercera sección del muro	77
Figura 4.20 Cálculo de las acciones generadas por la presencia del dentellón, en la tercera sección del muro	78
Figura 4.21 Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 2, en la tercera sección del muro con la presencia del dentellón.	79
Figura 4.22 Dimensionamiento final, tercera sección	79
Figura 4.23 Sección vertical del terreno en toda la estructura de contención	81
Figura 4.24 Geometría de la primera sección de la estructura de contención	82
Figura 4.25 Armado del hierro primera sección	88
Figura 4.26 Geometría de la segunda sección de la estructura de contención	88
Figura 4.27 Armado del hierro segunda sección	89
Figura 4.28 Geometría de la tercera sección de la estructura de contención	90
Figura 4.29 Armado del hierro tercera sección	91
Figura 4.30 Esquema final del diseño de la estructura de contención	92
Figura 4.31 Esquema final de diseño en cada módulo.....	93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Datos de longitud y altura	48
Tabla 4.2 Datos para la fórmula de Meyerhof	51
Tabla 4.3 Factores de capacidad de carga según el ángulo de fricción interna	51
Tabla 4.4 Factores de capacidad de carga según el ángulo de fricción interna	51
Tabla 4.5 Aplicación de la fórmula de Meyerhof, para la capacidad portante ultima	52
Tabla 4.6 Datos principales para el diseño primera sección	52
Tabla 4.7 Cálculo del peso propio de la estructura y sus momentos actuantes en A primera sección	53
Tabla 4.8 Datos para el cálculo del dentellón primera sección	60
Tabla 4.9 Datos principales para el diseño segunda sección	63
Tabla 4.10 Cálculo del peso propio de la estructura y sus momentos actuantes en A segunda sección	64
Tabla 4.11 Datos para el cálculo del dentellón segunda sección	69
Tabla 4.12 Datos principales para el diseño tercera sección	72
Tabla 4.13 Cálculo del peso propio de la estructura y sus momentos actuantes en A segunda sección	72
Tabla 4.14 Datos para el cálculo del dentellón tercera sección	78
Tabla 4.15 Memoria de cálculo y armado de hierro en la pantalla de la primera sección de la estructura de contención	83
Tabla 4.16 Memoria de cálculo y armado de hierro en la zapata de la primera sección de la estructura de contención	85
Tabla 4.17 Resumen de hierro necesario en la primera sección del muro	87
Tabla 4.18 Resumen del hierro necesario en la segunda sección del muro	89
Tabla 4.19 Resumen del hierro necesario en la tercera sección del muro	90

Tabla 5.1 Presupuesto	94
Tabla 5.2 Análisis precio unitario desbroce y limpieza	95
Tabla 5.3 Análisis precio unitario replanteo y nivelación	96
Tabla 5.4 Análisis precio unitario excavación a máquina	97
Tabla 5.5 Análisis precio unitario desalojo	98
Tabla 5.6 Análisis precio unitario excavación manual en terreno sin clasificar de 0-3m.....	99
Tabla 5.7 Análisis precio unitario replantillo de piedra	100
Tabla 5.8 Análisis precio unitario hormigón simple $f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$	101
Tabla 5.9 Análisis precio unitario relleno compactado con material de mejoramiento	102
Tabla 5.10 Análisis precio unitario acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (incluye corte y doblado).	103
Tabla 5.11 Análisis precio unitario encofrado lineal de madera (una cara).....	104
Tabla 5.12 Análisis precio unitario hormigón simple $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$	105
Tabla 5.13 Análisis precio unitario mechinales 3"	106
Tabla 5.14 Análisis precio unitario encofrado de madera para Muros	107

DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN TIPO MÉNSULA, EN EL SECTOR DE QUINTA CHICA, PARROQUIA MACHÁNGARA, CANTÓN CUENCA.

RESUMEN

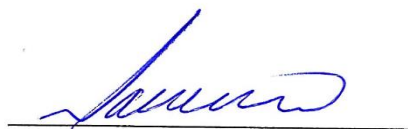
El presente trabajo de investigación plantea el diseño estructural de un muro de tres secciones, debido a que, el talud a ser estabilizado tiene una altura completamente variable; el mismo que se encuentra ubicado en la subida a Quinta Chica, y será construido en la parte baja de la calle San Pablo del Lago. De esta forma se empezó con el levantamiento de la información en campo, la cual, es esencial para determinar las condiciones reales en las que se encuentra el talud; posteriormente se realizó el levantamiento topográfico y la toma de muestras para los estudios de suelos; luego se procedió al dimensionamiento, pre diseño, cálculo de los criterios de estabilidad y el diseño definitivo de toda la estructura de contención en sus tres secciones. Además se realizó el presupuesto referencial, con su respectivo análisis de precios unitarios y se ha sugerido una metodología de construcción para la ejecución de la obra.

Palabras Clave: Estructura, contención, muro, ménsula, estabilización de taludes.



Roberto Gamón Torres

Director de Tesis



Paúl Cornelio Cordero Díaz.

Director de Escuela



María Paulina Sigüencia Montero


Autora

**DESIGN FOR THE CONSTRUCTION OF A BRACKET- TYPE CANTILEVER
RETAINING WALL IN THE SECTOR OF *QUINTA CHICA*, MACHÁNGARA
PARISH, CUENCA CANTON**

ABSTRACT

This research paper presents the structural design for the construction of a three-section wall; because the slope located on the way to *Quinta Chica* has a fully variable height and thus needs to be stabilized. This retaining wall will be built at the bottom of *San Pablo del Lago* Street. Consequently, we began with field information gathering, which is essential to determine the actual conditions in which the slope was. Then, a topographic survey and sampling for soil analysis were performed; next the dimensioning, pre-design, calculation of the stability criteria and the final design of the entire three-section retaining structure were carried out. In addition, the reference budget with its respective unit price analysis was performed, and finally, a methodology for the implementation of the work was proposed.


Keywords: Structure, Retaining, Wall, Bracket, Slope Stabilization.


Roberto Gamón Torres
Thesis Director


Paul Cornelio Cordero Díaz.
School Director


María Paulina Sigüencia Montero
Author


UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas


Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Siguencia Montero María Paulina

Trabajo de Titulación

Ing. Roberto Gamón Torres, Phd., Msc.

Febrero 2016.

**“DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN
TIPO MÉNSULA, EN EL SECTOR DE QUINTA CHICA, PARROQUIA
MACHÁNGARA, CANTÓN CUENCA.”**

INTRODUCCIÓN

Las estructuras han sido realizadas desde épocas muy antiguas, debido al ingenio de los hombres y su trabajo para solucionar varios problemas presentes en la naturaleza. Estas estructuras fueron realizadas para solucionar diversos inconvenientes, desde la creación de pequeñas casas para protegerse de la intemperie, hasta grandes puentes que eran utilizados como medios de conexión entre zonas distantes y de difícil acceso. Debido a varias necesidades para poder proteger a diferentes estructuras ya construidas, de grandes masas de suelo en estado inestable, se pensó por mucho tiempo en una solución efectiva, por este motivo surgen las llamadas estructuras de contención.

Estas estructuras son las encargadas de soportar grandes fuerzas horizontales, provocadas por las masas de suelo que se encuentran sosteniendo, por lo que, deben ser lo suficientemente resistentes ante estas solicitaciones. Los muros de contención son estructuras encargadas de sostener los empujes producidos por la tierra, una de sus funciones es brindar seguridad y estabilidad después de ser construida. Las estructuras de contención son parte fundamental de la ingeniería civil, ya que pueden tener varias aplicaciones.

(Cabrera, 2010, pág. 1), plantea que “Son estructuras de retención del tipo flexible. Cumplen su función estabilizadora experimentando deformaciones apreciables de flexión. Estas deformaciones influyen en la distribución y magnitud de los empujes.”

Existen varios tipos de muros de contención, los que trabajan a gravedad y los de hormigón armado, se pueden emplear diferentes tipos, según los requerimientos y las restricciones que genere el lugar de su construcción.

Según (Castro, Castillo, Carpio, 1998), plantean que “Hoy en día, diferentes investigadores han demostrado que, la durabilidad de las estructuras depende, no solo de sus características mecánicas sino también del medio ambiente en el que van estar inmersas.”

Los muros de contención pueden ser diversos, dependiendo así del lugar donde van a ser ejecutados. Haciendo que su precio sea variable de acuerdo a las necesidades para las cuales vaya a ser concebido, generalmente, los muros de mayor costo son los de hormigón armado, por las restricciones para su construcción, debido a que éstos deben cubrir grandes alturas.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. ALCANCE

El diseño para la construcción de un muro de contención tipo ménsula, en el sector de Quinta Chica, parroquia Machángara, cantón Cuenca. Se concibe debido a la necesidad presentada en el talud que sostiene la vía de ingreso a esta zona. La localización del muro en este sector deberá tener en cuenta la estética y su funcionalidad de al menos 25 años de vida útil para justificar así su inversión.

El GAD municipal (Gobierno Autónomo Descentralizado) del cantón Cuenca, desea implementar en esta zona varias mejoras, debido a esto, se espera realizar un diseño que cumpla con los requerimientos de seguridad y tenga un costo accesible para su posterior ejecución.

Debido a estos factores se espera que el diseño del muro, sea realizado para solucionar varios problemas y evitar mayores daños, puesto que, si no se realiza una intervención con una estructura de contención, estos deslizamientos pueden seguir avanzando. Generando así complicaciones para los habitantes de este sector. Para este diseño se creará una hoja de Excel programable para realizar los cálculos del dimensionamiento del muro, verificando así las medidas óptimas, las cuales garanticen un muro adecuado y no sobre dimensionado.

1.2. ANTECEDENTES

Los empujes son considerados como acciones producidas por las masas de suelo, que se encuentran desprovistas de cohesión.

“El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro.” (Guevara, 2008, pág. 6)

Los muros son diseñados para soportar este tipo de acciones, siendo necesario cumplir con los factores de seguridad establecidos para su construcción. Existen varios tipos de muros, cada uno de ellos recomendados de acuerdo a su funcionamiento y a las condiciones a las cuales se encontrarán expuestos.

- **Muro de gaviones**

Los muros de gaviones son conocidos también como muros de gravedad debido a que su estabilidad está basada en su peso propio.

Son recomendadas para alturas de cinco metros, diseñados para soportar empujes en general.

- **Muro de hormigón ciclópeo**

Son muros que se encuentran diseñados para alturas mayores a cinco metros, estos muros están compuestos por 40% de piedra y 60% de hormigón.

Este tipo de muro se puede realizar en zonas con capacidades geotécnicas buenas, para evitar un sobre dimensionamiento.

- **Muro de contrafuerte**

Este tipo de muro es recomendable para alturas mayores a los doce metros, ya que la pantalla del muro puede llegar a ser muy esbelta, por lo que, se requiere de la colocación de contrafuertes para contrarrestar este efecto.

- **Muro de pantalla**

Los muros de pantalla se utilizan en alturas que superan los quince metros. Además, este tipo de muro es recomendable ejecutarlo, debido a que se puede facilitar su construcción, en lugares de poco acceso. Su ejecución es realizada en obra, estos muros son utilizados en mayor parte en sótanos donde existe la presencia de nivel freático, puesto que su función es efectiva ante esta situación.

- **Muro de contención tipo ménsula**

Los muros de contención tipo ménsula son recomendados para alturas menores a los doce metros, ya que suelen ser económicos. Si las alturas a cubrir superan los doce metros, lo recomendable es construir otro tipo de muros. Los muros tipo ménsula son aquellos que están formados por hormigón armado, brindando mayor seguridad y rigidez ante los empujes producidos por los taludes a sostener.

(Guevara, 2008, pág. 4), plantea que “La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.”

Debido a que existen varios micros deslizamientos en el talud estudiado, se espera solucionarlos con un diseño de una estructura de contención en hormigón armado. Dicha estructura será un muro de contención tipo ménsula, el cual genere la seguridad y funcionabilidad que se necesita para que el proyecto sea ejecutado.

El diseño a presentar está dirigido a solucionar varios problemas, que se presentan actualmente en la vía de acceso al sector de Quinta Chica, obteniendo así la identificación de los puntos de mayor susceptibilidad y sus posibles causas; se realizará además una verificación del funcionamiento del muro en un software especializado.

1.3. JUSTIFICACIÓN

El sector de Quinta Chica, perteneciente a la parroquia Machángara, del cantón Cuenca, presenta actualmente problemas en el ingreso principal; los habitantes del lugar no están conformes con el estado actual de la vía, debido a que ésta sirve como una vía de tipo conectora con el resto de la ciudad. Además, existen varias casas que están ubicadas alrededor de la misma y sus respectivos domicilios se encuentran afectados, ya que en algunos sitios existen asentamientos notables, por el estado en el que se encuentra el talud que la sostiene.

La estética del talud afecta de forma directa, debido a que está ubicado en el ingreso norte de la ciudad; al mismo tiempo los moradores tienen dificultades en sus actividades diarias, debido a que esta zona es de tipo residencial y comercial, por este motivo se ven obligados a buscar otras vías de ingreso, como es la Av. González Suarez, ocasionándoles varios inconvenientes por el alto tráfico que existe en esta zona.

Al existir estos diversos problemas, es necesaria la proyección de una estructura de contención, para que se mitigue los riesgos que se generan al tener estos deslizamientos. El proyecto estará basado principalmente a solucionar varias restricciones, por su ubicación y altura que tiene el talud, debido a esto se realizará un estudio que tendrá en cuenta el cumplimiento de varios factores de seguridad.

1.4.OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño para la construcción del muro de contención tipo ménsula, en el sector de Quinta Chica, ubicado en el cantón Cuenca, para brindar mayor seguridad a las edificaciones aledañas y al paso vehicular.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar las condiciones actuales, de tal manera que sirva para identificar los daños causados por el estado del talud que sostiene la vía de ingreso a este sector.
- Plantear la alternativa de diseño que brinde una solución óptima para la ejecución del muro de contención, teniendo en cuenta la parte estética.
- Realizar la evaluación del nuevo diseño con los factores de seguridad, estabilidad, materiales a utilizar, especificaciones técnicas, presupuesto general.

CAPÍTULO II

LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN EN CAMPO

2.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

En este capítulo se analizará todos los datos necesarios, para proceder luego al diseño del muro, ya que será necesaria esta información en la generación del proyecto. Debido a la ubicación del talud, se realizó varias visitas de campo, para establecer una idea de forma clara y concisa, sobre el proyecto que se desea realizar en este sector. Durante esta etapa se pudo conversar con varios moradores, los cuales manifiestan que desde varios años atrás se encuentran afectados, por algunos deslizamientos en la calzada de la vía de ingreso al sector de Quinta Chica de la parroquia Machángara.

Una publicación del diario el Tiempo de la ciudad de Cuenca, expresa: según Erika Abad manifestó que “Cuando recién se presentó el problema de los deslizamientos de tierra, liderados por el párroco Ricardo Hugo, la comunidad acudió hasta donde las autoridades para pedir soluciones.” (Cáceres, 2011).

Estos deslizamientos, afectan de forma directa a las casas que están ubicadas alrededor de la vía, las cuales presentan pequeñas fisuras; ya que los propietarios de las mismas han generado pequeños muros de hormigón ciclópeo, que de una u otra forma sirven de soporte para evitar daños posteriores. Además estas viviendas se encuentran construidas en un terreno, con una pendiente prolongada, lo cual hace que estén ubicados en una zona de riesgo. La vía de ingreso a este sector es la calle San Pablo de Lago, esta presenta grandes fisuras en la capa de rodadura asfáltica, pese a que esta calle se ha reparado varias veces, por parte del GAD municipal del Cantón Cuenca.

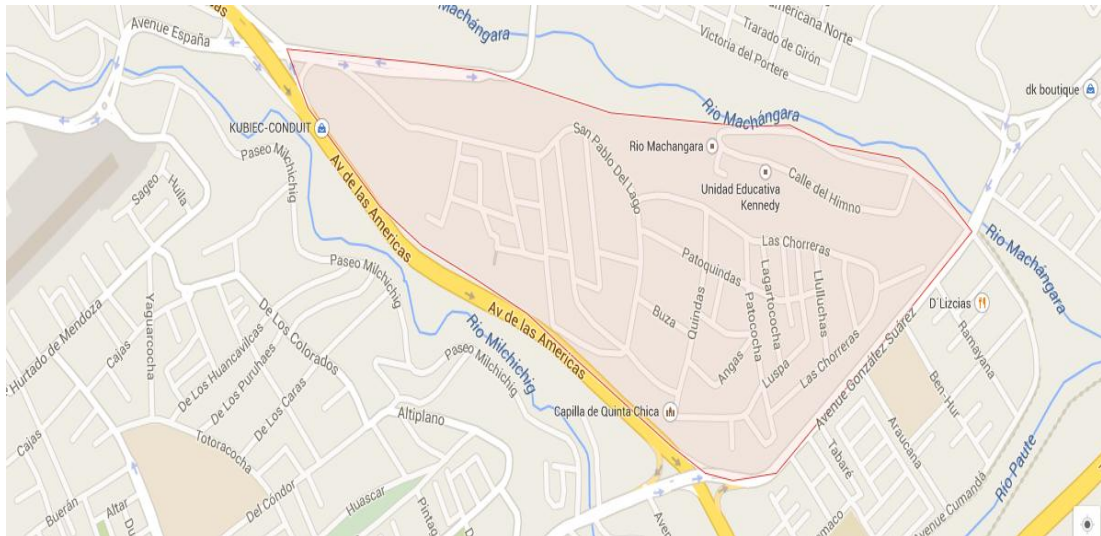


Figura 2.1. Ubicación del sector de Quinta Chica.

Fuente: (Google maps, 2015)

2.2.TOMA DE MEDIDAS Y MUESTRAS DE SUELO

Para la obtención de esta información, se llevó a cabo el levantamiento topográfico y la toma de varias muestras de suelo del talud, para su respectivo análisis. En las visitas realizadas a este lugar, se generó varias mediciones, utilizando una cinta métrica, para la obtención de la longitud aproximada del talud que necesita ser estabilizado.

Además de la toma de muestras de suelo para el estudio geotécnico, se vio necesario realizar un levantamiento topográfico, para contar con los datos de altura y ángulo de inclinación del talud. El mismo se llevó a cabo con el personal técnico del GAD municipal del cantón Cuenca, debido a que existe un convenio entre esta institución y la Universidad del Azuay, el cual permite la colaboración en estos estudios que son necesarios para este trabajo de titulación.



Figura 2.2. Talud inestable sector de Quinta Chica.

Fuente: Autora.

2.2.1. TOPOGRAFÍA

Los estudios topográficos se realizaron con una estación total, se tomaron varios puntos de referencia, los mismos que han sido colocados en la parte superior e inferior del talud; para obtener así todos los datos necesarios para la generación de la planimetría y taquimetría del lugar.

La estación total facilitó en gran parte la obtención de toda la topografía y la generación de curvas de nivel esta cada cinco metros de distancia. Este equipo electrónico genera varios niveles, que ayudan a facilitar el trabajo, tanto en campo como en oficina, en la obtención de todos los datos necesarios para diversos cálculos.

Según la publicación de Topoequipos s.a, Expresa: “Las lecturas que se obtienen con este instrumento son las de ángulos verticales, horizontales y distancias. Otra particularidad de este instrumento es la posibilidad de incorporarle datos como coordenadas de puntos, códigos, correcciones de presión y temperatura, etc. La precisión de las medidas es del orden de la diezmilésima de gonio en ángulos y de milímetros en distancias, pudiendo realizar medidas en puntos situados entre 2 y 5 kilómetros según el aparato y la cantidad de prismas usada.” (Topoequipos s.a, 2011).



Figura 2.3. Levantamiento topográfico realizado en el sector de Quinta Chica.

Fuente: Autora.

De acuerdo a la utilización de este equipo, se realizó el levantamiento topográfico en campo, conjuntamente con el personal técnico del GAD Municipal de la ciudad de Cuenca. Así se pudo generar la siguiente planta de las curvas de nivel que serán utilizadas posteriormente para la obtención de las diversas alturas del talud y su ángulo de inclinación natural del terreno, utilizando el software de Civil Cad y AutoCad 2010.

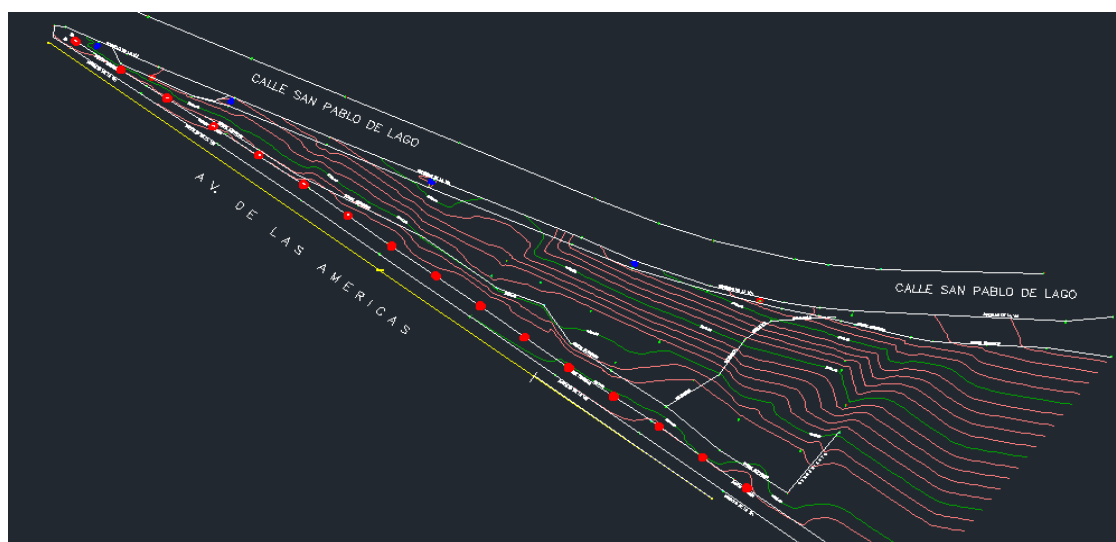


Figura 2.4. Topografía sector de Quinta Chica realizada en Auto Cad 2010.

Fuente: Autora.

2.2.2. ESTUDIOS DE SUELOS

Los estudios se basarán en la teoría del sistema de clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), el cual sirve para aplicaciones geotécnicas generales tales, como cimientos y estabilidad de taludes. De esta manera, se obtendrá los diferentes parámetros necesarios que serán utilizados posteriormente para el cálculo y diseño del muro, que será el encargado de estabilizar los deslizamientos presentados en este sector.

Para obtener el ángulo de fricción interna del talud, se realizó el ensayo de corte directo para el cual se llevó a cabo varias calicatas, obteniendo así las muestras de suelo para todo el análisis geotécnico.

Dentro de la clasificación SUCS se definen varias de las propiedades que son necesarias dentro de la ingeniería civil, esta normativa facilita la identificación de cada tipo de suelo y sus propiedades mecánicas. Mediante este sistema se puede definir el tipo de suelo, también el índice de plasticidad, límite líquido y plástico. Estos parámetros serán necesarios para el diseño final de la estructura de contención.



Figura 2.5. Toma de muestras de suelo realizado en el sector de Quinta Chica.

Fuente: Autora.

2.3. IDENTIFICACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LA VÍA Y DE LAS EDIFICACIONES ALEDAÑAS

La vía se encuentra en un estado deteriorado, el cual hace que el tránsito sea complicado para los moradores del sector, ya que utilizan a esta calle como su ingreso principal. Pese a varias reparaciones superficiales que se han realizado en esta vía, las cuales no tienen una duración adecuada al existir una inestabilidad en el terreno que la sostiene, debido a esto se ha generado inconvenientes en las casas que se encuentran ubicadas a su alrededor.

Las edificaciones de viviendas existentes en este sector, sobre todo las que se encuentran alrededor de la calle San Pablo de Lago se han visto afectadas considerablemente a lo largo del tiempo. Los propietarios de estas edificaciones se han visto en la obligación de construir muros en las fachadas principales, para mitigar de alguna manera los deslizamientos y asentamientos que se producen en este sector. Estos muros han sido realizados de una forma artesanal, debido a que no tienen un análisis técnico previo a su construcción.



Figura 2.6. Estado de las casas alrededor de la vía.

Fuente: Autora.



Figura 2.7. Estado de la calle San Pablo de Lago.

Fuente: Autora.

2.4.ESTABLECER EL ESTADO SOCIAL DE LA ZONA

En el sector de Quinta Chica a medida que el tiempo ha transcurrido, se evidencia un crecimiento poblacional considerable no sólo de forma residencial sino también comercial. Al estar ubicado al ingreso norte de la ciudad de Cuenca en una zona de riesgo geológico, las viviendas han sido construidas de una forma irregular, ante las diversas ordenanzas municipales que no permiten la construcción en la parte alta de este sector, debido a la vulnerabilidad del terreno.

Por el amplio espacio que existe a los alrededores de la avenida las Américas, se han ubicado varias naves industriales, la cuales generan comercio en el lugar. Haciendo que este sector tenga una mayor importancia ya que se convierte en el principal ingreso y salida de la ciudad.



Figura 2.8. Naves industriales ubicadas en la avenida de las Américas sector de Quinta Chica.

Fuente: Autora.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DEL DISEÑO PROPUESTO

3.1. PARÁMETROS DE DISEÑO

Dentro de los parámetros de diseño de una estructura de contención, se encuentra el predimensionamiento, siendo el primer paso para el diseño y cálculo estructural.

(Alva, 2010), plantea que “El diseño se inicia con la selección de dimensiones tentativas, las cuales se analizan por requerimientos de estabilidad y estructurales; revisándose luego las dimensiones. Este es un proceso de iteraciones sucesivas, que se optimiza mediante programas de cómputo.”

De esta manera se puede tener una idea concreta de las dimensiones posibles de la estructura y de cada uno de los elementos estructurales que la conforman. Por tal motivo, se debe considerar varios aspectos necesarios, como son los materiales a utilizar y el tipo de proyecto al cual está destinado.

Este proyecto se basa en la construcción de un muro de contención tipo ménsula, el cual será destinado a sostener varios empujes o fuerzas laterales generadas por el talud a ser estabilizado. Esta estructura será construida en hormigón armado y conjuntamente con un sistema de drenaje, que deberá funcionar adecuadamente evitando la infiltración de agua al terreno, impidiendo así complicaciones posteriores.

De tal forma varias estructuras de contención son utilizadas para diferentes proyectos, según los requerimientos a los que tendrá que brindar su funcionalidad,

a continuación, se hablará sobre los muros más comunes que son utilizados en diferentes diseños.

3.2. CLASIFICACIÓN DE LAS DIFERENTES ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Existen varios tipos de estructuras de contención que pueden ser aplicables a diferentes casos, dependiendo el lugar de su construcción y la altura a cubrir. La forma estética influye si estos muros van a ser construidos en puntos estratégicos dentro de una ciudad.

Los tipos de muros pueden ser los siguientes, dependiendo la finalidad para lo cual van a ser construidos:

1. Los muros a gravedad, son los que utilizan su peso propio para lograr una estabilidad, pueden ser empleados en las orillas de los ríos o en taludes con alturas pequeñas.

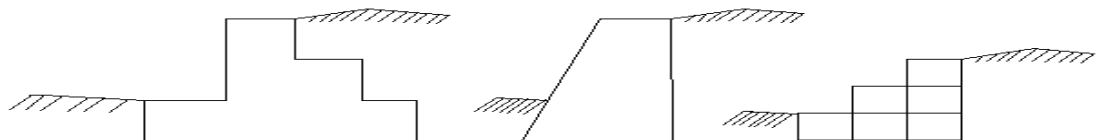


Figura 3.1 Muros a gravedad.

Fuente: Autora.

2. Los muros tipo ménsula, son aquellos que están construidos en hormigón armado y utilizan su forma de ménsula para lograr mayor estabilidad sobre la acción del talud a ser estabilizado.

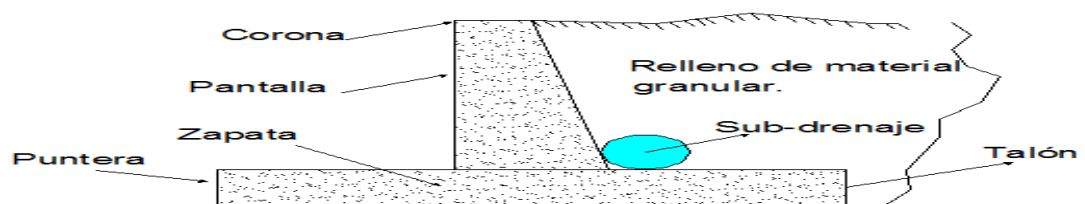


Figura 3.2. Muros ménsula o voladizo.

Fuente: Autora.

3. Los muros de contrafuerte, son de igual manera contruidos en hormigón armado; son utilizados cuando existen alturas muy esbeltas y altas presiones de tierra, trabajando así el contrafuerte a tensión.

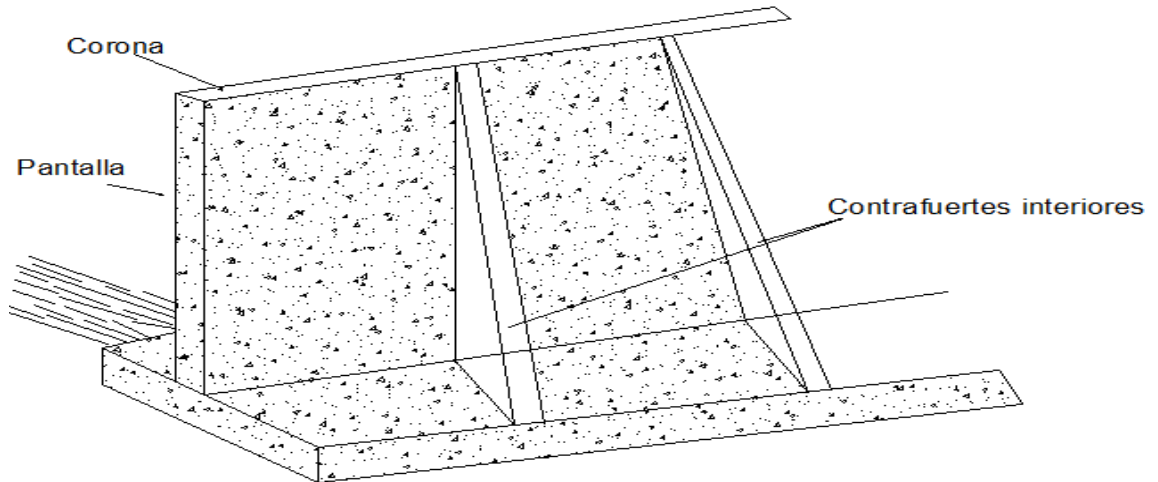


Figura 3.3 Muros de contrafuerte.

Fuente: Autora.

4. Los muros apoyados, “similar a contrafuerte, con apoyo en la parte delantera, trabaja a compresión” (Alva, 2010).

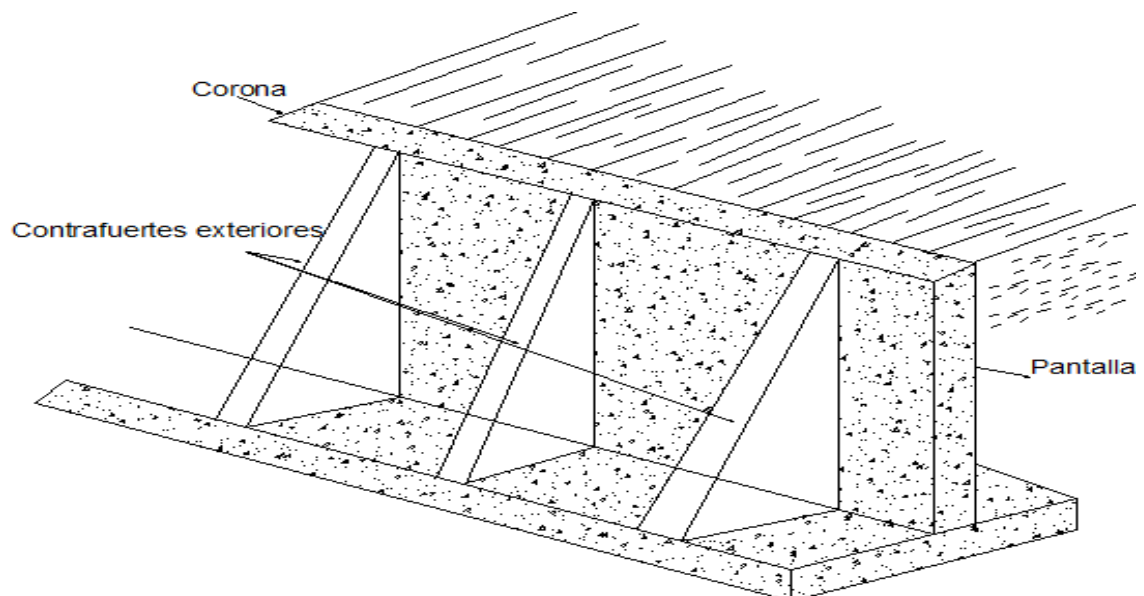


Figura 3.4. Muros apoyados.

Fuente: Autora.

5. Los muros entramados, “constituido por elementos prefabricados de concreto, metal o madera” (Alva, 2010).

3.3. REVISIÓN DE LA NORMATIVA DE CONSTRUCCIÓN NEC 2015

En el Ecuador se ha desarrollado la norma ecuatoriana de la construcción NEC, la versión publicada el diez de enero del año 2015, es la que actualmente se encuentra en vigencia, debido a su amplio contenido, esta norma tiene una aplicabilidad enfocada por capítulos a las diversas técnicas de construcción, en todas sus áreas dentro de la ingeniería civil. Dentro del capítulo de geotecnia y cimentaciones, se establecen parámetros de seguridad que deben ser cumplidos para el diseño de estructuras de contención.

“Las estructuras de contención proporcionan soporte lateral, temporal o permanente, a taludes verticales o cuasi verticales de suelo, enrocado o macizos rocosos muy fracturados o con discontinuidades desfavorables”. Geotecnia y cimentaciones (NEC_SE Capítulo 6, 2015, pág. 6).

3.3.1. FACTORES DE ESTABILIDAD

Durante el diseño de cualquier estructura de contención se debe definir los factores de estabilidad estos son:

- Estabilidad al volcamiento
- Estabilidad al deslizamiento
- Presiones de contacto

Estos aspectos se definen según las fuerzas actuantes ya sean estas, peso propio de la estructura, cargas, sobre cargas, peso del suelo de relleno y empujes generados por el terreno.

3.3.2. ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO

Se analiza la siguiente estabilidad en base a las características geométricas de la estructura de contención, depende además de las fuerzas que actúan con respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la punta.

Dentro del capítulo de geotecnia y cimentaciones en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE Capítulo 6, 2015, pág. 38), se establece que el factor de seguridad al volcamiento debe ser: $(FS_v) \geq 2$, para todas las combinaciones de cargas estáticas y $(FS_v) \geq 3$, para cargas dinámicas.

Se tiene que el factor de seguridad, será la división entre los momentos estabilizantes para los momentos de volcamiento, obteniendo así un valor adimensional que deberá ser mayor al factor de seguridad.

Se calculará por medio de la siguiente ecuación (NEC_SE Capítulo 6, 2015, pág. 38).

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \quad (3.1)$$

M_e (momentos estabilizantes): Son aquellos producidos por el peso del material de relleno sobre el talón del muro y del peso propio de la estructura.

M_v (momentos de volcamiento): Son aquellos producidos por sobrecargas y empujes generados por el terreno.

3.3.3. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

La estabilidad al deslizamiento debe garantizar que no se produzca una falla por parte de la estructura de contención en la base de cimentación y se debe verificar las fuerzas verticales conjuntamente con las componentes horizontales de los empujes que actuarán sobre el muro. La base suelo – muro debe resistir ante estas cargas, por lo que se generará una fuerza de rozamiento que será la encargada de contrarrestar dicho efecto.

Dentro del capítulo de geotecnia y cimentaciones en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE Capítulo 6, 2015, pág. 38), se establece que el factor de seguridad al deslizamiento debe ser: $(FSd) \geq 1.6$, para todas las combinaciones de cargas estáticas y $(FSd) \geq 1.05$, en la presencia de sismo. Dentro de las estructuras de contención es recomendable no considerar el efecto del empuje pasivo en el diseño a menos que se garantice su permanencia en toda la vida útil del muro.

Se calculará por medio de la siguiente ecuación (NEC_SE Capítulo 6, 2015, pág. 38).

$$FSd = \frac{Fr}{Eh} \quad (3.2)$$

Se tiene la siguiente ecuación (Torres Belandria, 2008, pág. 10)

$$Fr = u(Rv + Ev) + C' * B + Ep \quad (3.3)$$

- **Fr:** fuerza de rozamiento.
- **u:** coeficiente de fricción suelo muro.
- **Rv:** resultante de las fuerzas verticales.
- **Ev:** componente vertical de empujes.
- **B:** ancho de la base del muro.
- **C':** coeficiente de cohesión modificado del suelo.
- **Ep:** empuje pasivo.

Además se tiene la siguiente ecuación (Torres Belandria, 2008, pág. 10).

$$C' = (0.5 - 0.7) * c \quad (3.4)$$

Si no se cuenta con un dato concreto de **u** se puede aplicar:

$u = \tan\left(\frac{2}{3} * \emptyset\right)$ Para casos dinámicos (sismo) y $u = \tan \emptyset$ Para casos estáticos.

- **c**: cohesión.
- ϕ : ángulo de fricción interna del suelo.
- δ : ángulo de inclinación del suelo natural.

Si el suelo es granular, es decir, no tiene cohesión, tendremos que $C^*B = 0$ y considerando empuje pasivo $E_p = 0$.

Se obtiene lo siguiente según (NEC_SE Capítulo 6, 2015, pág. 38).

$$FSd = \frac{u(\Sigma Fv)}{\Sigma Fh} \quad (3.5)$$

- ΣFv : sumatoria de fuerzas verticales.
- ΣFh : sumatoria de fuerzas horizontales.

3.3.4. PRESIONES DE CONTACTO

Las presiones de contacto son originadas en el suelo de cimentación, al transmitirse los efectos de diferentes cargas por medio de la zapata, pueden ocurrir asentamientos diferenciales; provocando varios problemas en toda la estructura de contención.

(Torres Belandria, 2008, pág. 11) Plantea que “La capacidad admisible del suelo de fundición σ_{adm} debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto σ_{max} transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga.”

Debido a esto se debe cumplir las siguientes ecuaciones (Torres Belandria, 2008, pág. 11).

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad (3.6)$$

Siendo:

$$\sigma_{adm} = \frac{qu}{F.S.pc} \quad (3.7)$$

Además según la (NEC_SE Capítulo 6, 2015), se debe tener en consideración que F.S.v (factor de seguridad al volcamiento), no debe ser menor que 3 para cargas estáticas y no menor que 2 para cargas dinámicas de corta duración.

De esta forma toda el área en la base de la estructura de contención, para que se encuentre teóricamente en compresión, la fuerza resultante del suelo originada por un sistema de cargas, se tendrá que ubicar en el tercio medio de la base del muro; garantizando así que no se produzcan esfuerzos de tracción en el suelo de cimentación.

Teniendo así las siguientes ecuaciones (Torres Belandria, 2008, pág. 11).

$$ex = \left(\frac{B}{2} - xr\right) \quad (3.8)$$

Siendo:

$$xr = \frac{Me - Mv}{Rv} \quad (3.9)$$

Para garantizar que la Rv (resultante vertical) se encuentre dentro del tercio medio de la base se debe garantizar que: $emax \leq \frac{B}{6}$

Al cumplir esta condición se aplica las siguientes ecuaciones (Torres Belandria, 2008, pág. 11).

$$\sigma_{max} = \frac{Rv}{B*1m} \left(1 + \frac{6*ex}{B}\right) \quad (3.10)$$

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B*1m} \left(1 - \frac{6*ex}{B}\right) \quad (3.11)$$

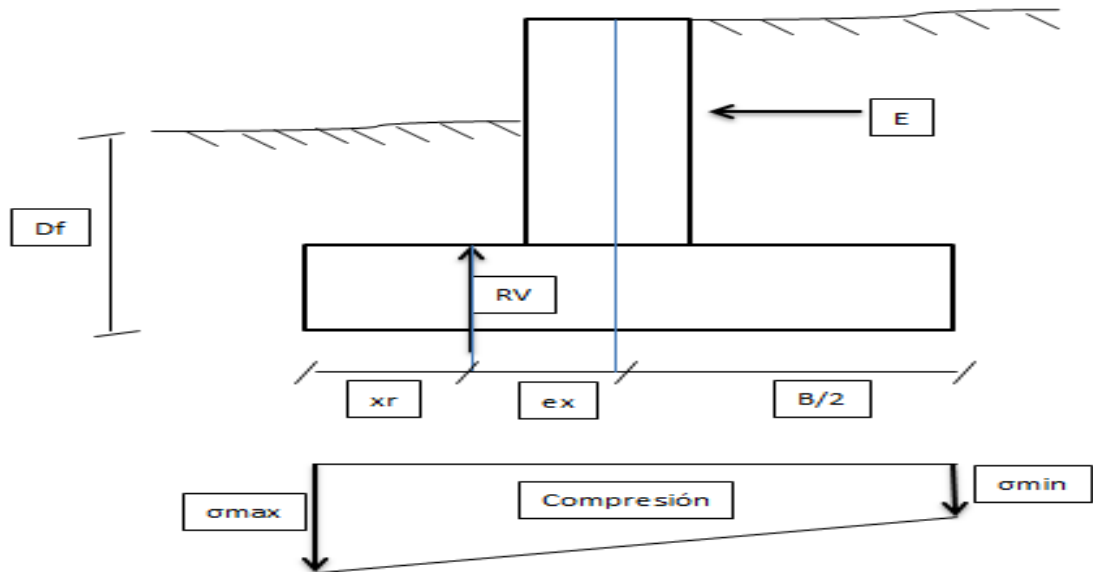


Figura 3.5. Presión de contacto con la resultante dentro del tercio medio.

Fuente: Autora.

Además si la excentricidad máxima se encuentra dentro del siguiente rango:

$$\frac{B}{6} \leq e_{max} \leq \frac{B}{2}$$

Entonces se tiene las siguientes ecuaciones (Torres Belandria, 2008, pág. 12).

$$\sigma_{max} = \frac{2 * Rv}{3 * \left(\frac{B}{2} - |ex| \right)} \quad (3.12)$$

$$\sigma_{min} = 0 \quad (3.13)$$

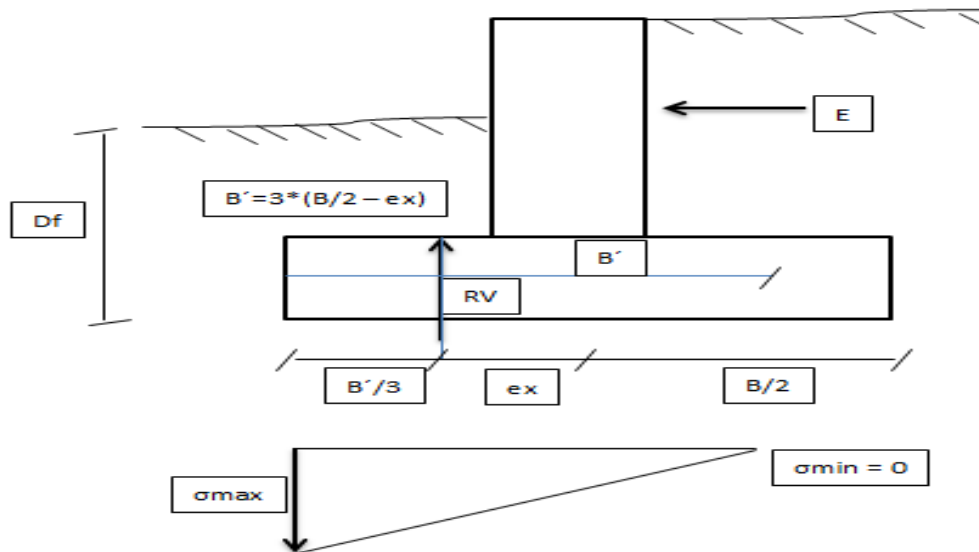


Figura 3.6. Presión de contacto con $\sigma_{min} = 0$.

Fuente: Autora.

- **Rv**: resultantes verticales.
- **xr**: posición de Rv con respecto al punto de vuelco.
- **ex**: excentricidad de Rv.
- **σ_{max}** : esfuerzo de compresión máximo.
- **σ_{min}** : esfuerzo de compresión mínimo.

Además se debe considerar una profundidad de desplante (D_f), para el diseño de la estructura de contención; según la AASHTO 2002 (American Association of State Highway and Transportation Officials), establece que se puede tomar $D_f \geq 60\text{cm}$ en rocas, para garantizar el empotramiento y $D_f \geq 1.50\text{m}$ en suelos normalmente consolidados.

3.3.5. MÉTODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES O ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En las estructuras de contención, se consideran cada uno de sus elementos durante su diseño para tener una resistencia mayor o igual a la requerida " R_s ", esta se deberá calcular para las cargas y fuerzas de servicio en todas sus combinaciones.

Según la (NEC_SE, 2011), plantea que en este método disminuye la resistencia nominal “ R_n ”, dividiendo para un factor de seguridad “ F_s ” establecido.

De esta forma se tiene las siguientes ecuaciones (Torres Belandria, 2008, pág. 9).

$$R_s \leq R_{adm} \quad (3.14)$$

$$R_{adm} = \frac{R_n}{F_s} \quad (3.15)$$

- **R_s** : resistencia requerida.
- **R_n** : resistencia nominal, correspondiente al estado límite de agotamiento.
- **R_{adm}** : resistencia admisible.
- **F_s** : factor de seguridad.

3.4. ANÁLISIS DEL MURO DE CONTENCIÓN TIPO MÉNSULA Y SUS CARACTERÍSTICAS

Los muros de contención tipo ménsula son construidos en hormigón armado con acero de refuerzo, este tipo de muro es recomendable para cubrir alturas hasta de 12 metros. Estos muros tienen la forma de una “T” invertida, en algunos casos donde su estabilidad se encuentra en riesgo se genera un dentellón, el mismo evitará que el muro no colapse.

Son muros esbeltos recomendados para lugares con espacios reducidos, además son adecuados para lugares donde la estética constructiva es importante. Están formados por una pantalla, punta y talón.

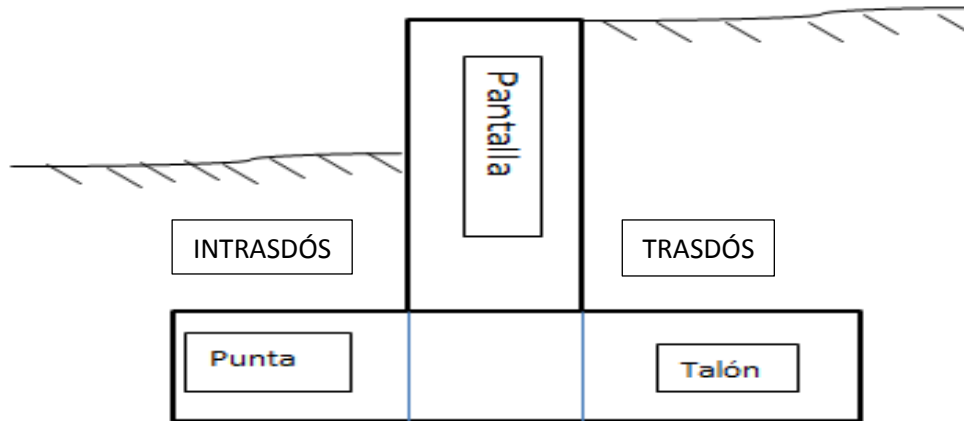


Figura 3.7. Muro de contención tipo ménsula.

Fuente: Autora.

La pantalla del muro se comporta como un volado, que soporta la presión lateral horizontal que ejerce la tierra sobre el trasdós y las sobrecargas existentes. La zapata de cimentación del muro se la divide en una punta y un talón, los cuales son diseñados de acuerdo a las fuerzas actuantes sobre ellos las mismas que producen momentos flectores. La punta se comporta de igual manera como un volado, que está sometida a una carga vertical, dirigida hacia arriba, debido a la reacción del suelo y a una carga vertical en sentido contrario generada por el peso propio.

En el talón existen fuerzas que actúan de la misma manera que en la punta, con la diferencia que aquí predomina la carga vertical dirigida hacia abajo, producida por el peso propio, más el relleno y siendo la reacción del suelo la única carga en sentido contrario. Estos muros al estar formados por tres elementos, cada uno de ellos deben ser diseñados de acuerdo a un predimensionamiento.

3.5. ANÁLISIS DE LOS MATERIALES A UTILIZAR

Para la construcción de este tipo de estructura de contención, como se mencionó anteriormente, está constituida por hormigón armado. Dentro del hormigón premezclado se considera un agregado de 3/4 a 3/8, para una correcta dosificación,

evitando así que se generen porosidades o vacíos en el hormigón. Al ser considerado como una estructura se debe empezar por plantearse una resistencia de concreto $f'c$ de 210 kg/cm^2 , debido a que esta resistencia es la mínima para un hormigón estructural según la (NEC_SE, 2011).

El cemento depende de la zona y de los agentes exteriores al cual va estar sometido el hormigón dentro de su vida útil. De acuerdo al diseño que se plantea, el muro de contención tipo ménsula, ubicado en el sector de Quinta Chica de la ciudad de Cuenca; no estará expuesto ante agentes corrosivos o agresivos, debido a que esta estructura de contención se ubica fuera del agua y será construida bajo la protección del mismo talud, por lo cual, se utilizará un cemento portland puzolánico tipo IP.

El acero de refuerzo será considerado con una resistencia a la fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, debido a que este tipo de acero se encuentra con facilidad en el mercado y es considerado como acero estructural. Además se tendrá en cuenta un encofrado lineal ya sea metálico o de madera, esto dependerá básicamente de las medidas de cada módulo del muro, ya que se debe cubrir 110 m de longitud del talud.

3.6. DETERMINACIÓN DE LOS EMPUJES

El empuje de tierras es considerado como una fuerza, que genera presión sobre un área determinada, son considerados como acciones producidas por las masas de suelo, que se encuentran desprovistas de cohesión.

“El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro.” (Guevara, 2008, pág. 6)

Los muros son diseñados para soportar este tipo de acciones, siendo necesario cumplir con los factores de seguridad establecidos para su construcción.

Empuje activo, es la acción que ejerce el suelo sobre la pared interior del muro; si la estructura de contención falla, el material retenido se expande en dirección horizontal.

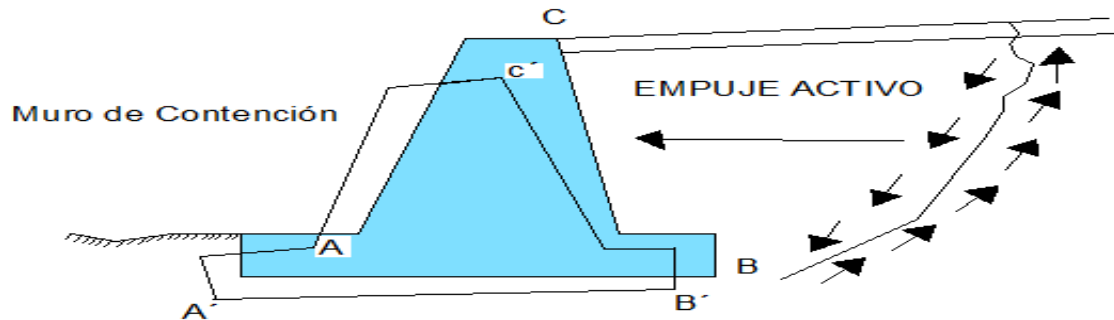


Figura 3.8. Empuje Activo.

Fuente: Autora.

Empuje pasivo, es la acción que el muro o estribo ejerce sobre el suelo o material retenido, de esta manera la tierra se encuentra comprimida y aumenta su resistencia.

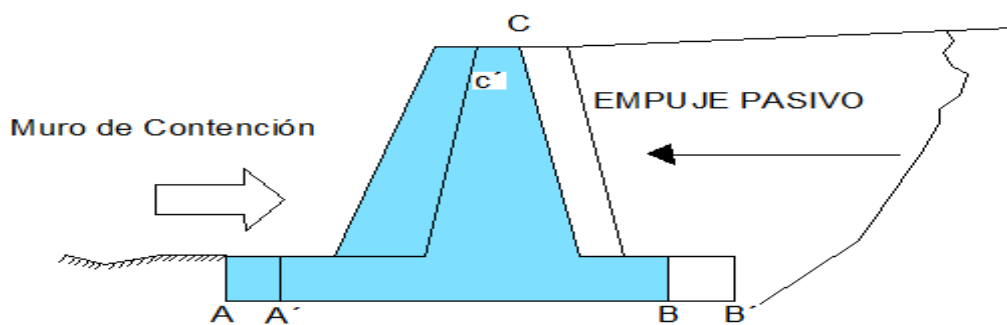


Figura 3.9. Empuje Pasivo.

Fuente: Autora.

Empuje de reposo, condición intermedia entre el empuje activo y el pasivo conocido como neutro. Este empuje es teórico, debido a que ninguna estructura de contención es completamente rígida para no permitir que ninguna partícula del material retenido se desplace.

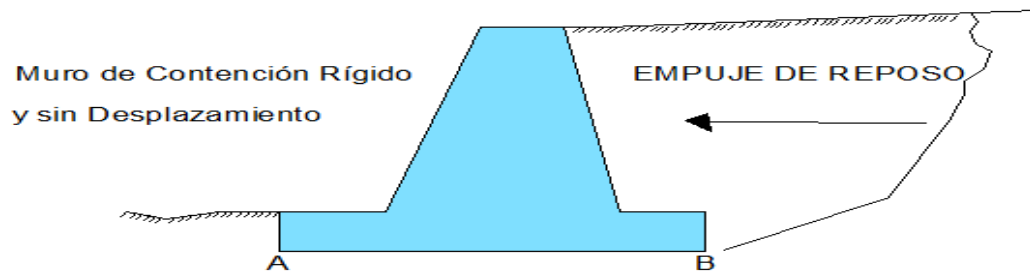


Figura 3.10. Empuje de Reposo.

Fuente: Autora.

3.6.1. PRESIÓN LATERAL DEL SUELO

Es la presión que el suelo ejerce sobre un plano horizontal, para establecer este fenómeno se denomina “K” y se considera que se cumple en cualquier punto de la masa de suelo.

Para la determinación de los empujes de tierras se han desarrollado varias hipótesis a lo largo del tiempo, basadas en varias teorías y fundamentos como son:

- La teoría de equilibrio límite por Coulomb en 1776, basado en el plano de rotura lineal.
- La teoría en el campo tensional por Rankine en 1857, basado en el equilibrio plástico.
- La teoría en el plano de ruptura de la masa de suelo por Terzagui en 1948, basado en el tipo de falla de la espiral logarítmica.

El coeficiente de empuje de tierra se determinará con la siguiente ecuación (Torres Belandria, 2008, pág. 22).

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (3.16)$$

Si consideramos $\beta=0$ (ángulo de inclinación del relleno) y $\Psi=90^\circ$ (ángulo de la cara interna del muro con respecto a la horizontal).

Se tiene las siguiente ecuación (Torres Belandria, 2008, pág. 28).

$$Ka = \text{Tan}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.17)$$

$$Ea = \frac{\gamma * Ka * h^2}{2} \quad \text{Siendo su unidad } \frac{kg}{m}. \quad (3.18)$$

(Torres Belandria, 2008, pág. 25).

De la misma manera se tienen las siguientes ecuaciones (Torres Belandria, 2008, pág. 29).

$$Kp = \text{Tan}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.19)$$

$$Ep = \frac{\gamma * Kp * h^2}{2} \quad \text{Siendo su unidad } \frac{kg}{m}. \quad (3.20)$$

Para la presión lateral de suelos granulares se tiene la siguiente ecuación (L.Blañón, 2003).

$$\sigma h = Ka * \sigma vo \quad (3.21)$$

La hipótesis de Rankine en suelos cohesivos, plantea las siguientes ecuaciones (L.Blañón, 2003).

$$\sigma ha = Ka * \sigma vo - 2c * \sqrt{Ka} \quad (3.22)$$

$$\sigma hp = Kp * \sigma vo + 2c * \sqrt{Kp} \quad (3.23)$$

$$\sigma v = \gamma * zo \quad (3.24)$$

Para este tipo de suelos cohesivos, el empuje activo y pasivo se calcula con las siguientes ecuaciones (L.Blañón, 2003).

$$Ea = \frac{\gamma * Ka * H^2}{2} - 2c * \sqrt{Ka} * H \quad (3.25)$$

$$Ep = \frac{\gamma * Ka * h1^2}{2} + 2c * \sqrt{Kp} * h1 \quad (3.26)$$

- **σ_h** : esfuerzo horizontal.
- **σ_v** : esfuerzo vertical.
- **Ka** : coeficiente de presión activa.
- **Kp** : coeficiente de presión pasiva.
- **γ** : peso específico del suelo.
- **z_0** : profundidad a la cual se alcanza una eventual grieta a tracción en el suelo.
- **Ea** : empuje activo.
- **Ep** : empuje pasivo.

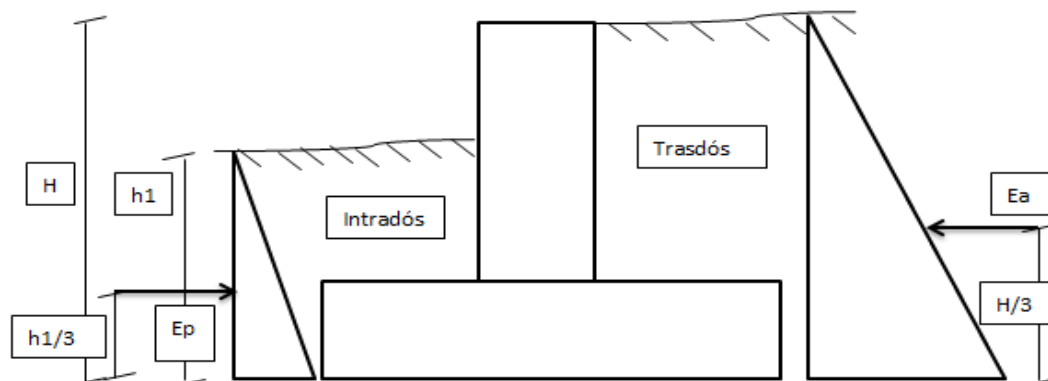


Figura 3.11. Forma y aplicación del empuje activo y pasivo.

Fuente: Autora.

3.7. DETERMINACIÓN DE LOS EMPUJES DEBIDO A SOBRECARGAS

Las estructuras de contención, se encuentran sometidas a varias cargas adicionales durante toda su vida útil. Estas cargas pueden ser uniformemente distribuidas y de tráfico, debido a que son las más comunes dentro de los casos de aplicación, para los cuales son diseñados los muros de contención.

3.7.1. EMPUJE DEBIDO A UNA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

Este tipo de sobre carga genera un empuje equivalente rectangular, a lo largo de todo el alto de la estructura de contención.

Se calculará mediante la siguiente ecuación (Torres Belandria, 2008, pág. 34).

$$Eq = q * Ka * H \quad (3.27)$$

Además de la aplicación de este tipo de empuje, se debe tener en consideración el empuje activo de tierras y de esta forma tendríamos la siguiente ecuación.

$$E_{total} = E_a + E_q \quad (3.28)$$

Para suelos granulares se debe calcular el empuje activo mediante las siguientes ecuaciones (L.Blañón, 2003).

$$\gamma_{equivalente} = \gamma + \left[\frac{\text{sen}(180-\theta)}{\text{sen}(180-\theta-\delta)} \right] * \frac{2q}{H} \quad (3.29)$$

$$E_a = \frac{Ka * \gamma_{eq} * H^2}{2} \quad (3.30)$$

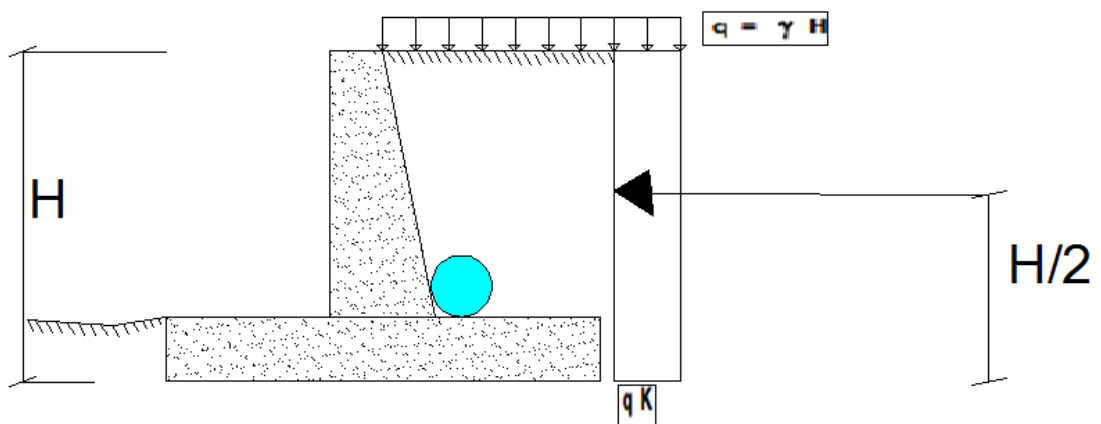


Figura 3.12. Empuje generado por una carga uniformemente distribuida.

Fuente: Autora.

3.7.2. EMPUJE DEBIDO A UNA CARGA DE TRÁFICO

De acuerdo a la norma AASHTO se asume la carga del camión Hs-20-44, que es un camión con características de tres ejes, con cargas de $0.5p$ en el eje delantero, $2p$ en el medio y en el eje trasero del camión.

De esta forma se tiene los siguientes datos.

$$w = 18 \text{ ton}$$

$$2p = 0.8 w$$

$$p = 7,25 \text{ Tn/rueda}$$

La distancia entre ejes es de 4,27 m y de un ancho de 3,05m.

$$WS = \frac{2p}{\text{area de disposición}} = \frac{2p}{(4,27*3,05)} = \frac{2*7,25}{(4,27*3,05)} = 1,11 \text{ ton/m}^2 \quad (3.31)$$

Por lo tanto se tiene las siguientes ecuaciones (Torres Belandria, 2008, pág. 34).

$$hs = \frac{ws}{\gamma_{\text{suelo}}} \quad (3.32)$$

$$q = hs * \gamma_{\text{suelo}} \quad (3.33)$$

$$E \text{ trafico} = q * Ka * H \quad (3.34)$$

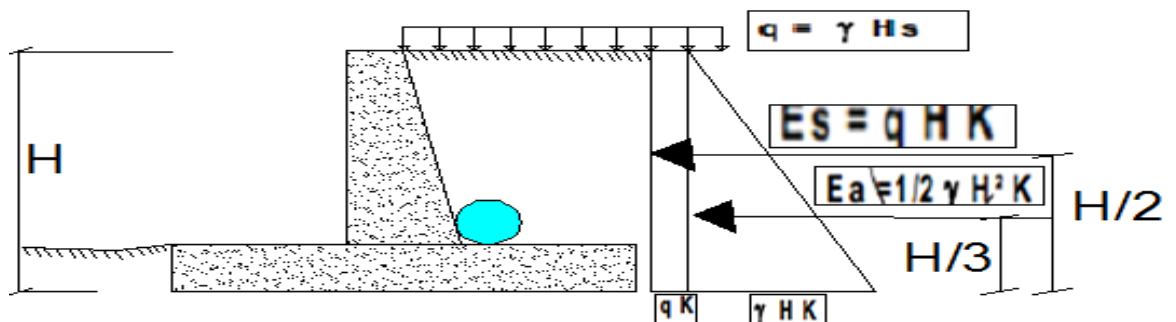


Figura 3.13. Empuje generado por una carga de tráfico.

Fuente: Autora.

3.8. DETERMINACIÓN DE LOS EMPUJES DEBIDO A LA PRESENCIA DE AGUA

Al existir la presencia de agua en el trasdós de las estructuras de contención, se denomina como la situación menos deseable para el diseño de la misma; debido a que el suelo saturado llega a incrementar su peso volumétrico y conjuntamente se incrementan los esfuerzos hacia el muro.

Si el nivel de agua producido por un nivel freático es constante, a la resultante del empuje activo, se debería sumar el empuje producido por el agua. Esto genera un mayor esfuerzo, lo que producirá un incremento en las dimensiones del muro. De esta forma se puede resumir la presencia de agua en dos casos importantes para el diseño de las estructuras de contención.

Se puede determinar un peso específico equivalente mediante la siguiente ecuación (Torres Belandria, 2008, pág. 35).

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (3.35)$$

Caso 1: Relleno completamente sumergido.

En este caso el suelo de relleno está completamente sumergido en agua, lo que genera que la cohesión sea nula.

De esta manera se calculará mediante las siguientes fórmulas (Torres Belandria, 2008).

$$E_{suelo} = \frac{K_a \cdot \gamma' \cdot H^2}{2} \quad (3.36)$$

$$E_{del\ agua} = \frac{\gamma'_{agua} \cdot H^2}{2} \quad (3.37)$$

Entonces se podría resumir en la siguiente ecuación.

$$Ea\ total = E\ suelo + E\ del\ agua \quad (3.38)$$

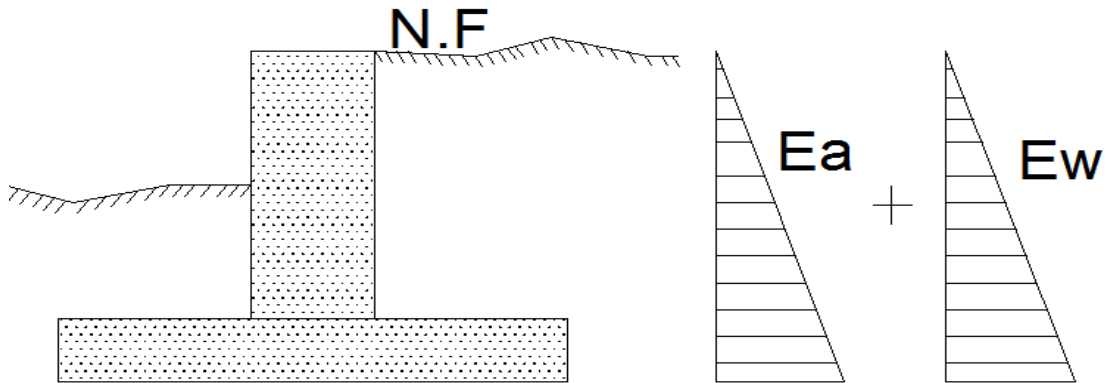


Figura 3.14. Relleno completamente sumergido.

Fuente: Autora

Caso 2: Relleno parcialmente sumergido.

En este caso el relleno se encuentra sumergido hasta una cierta altura, debido a esto se genera dos estratificaciones del suelo, por lo cual, se considera varios empujes según el estado del suelo.

Se calculará mediante las siguiente formula (Torres Belandria, 2008).

$$Ea\ total = \frac{Ka*\gamma*h1^2}{2} + \frac{Ka*\gamma'*h2^2}{2} + \frac{\gamma'agua*H^2}{2} \quad (3.39)$$

De igual manera se podría resumir en la siguiente ecuación.

$$Ea\ total = E\ suelo\ seco + Esuelo\ saturado + E\ del\ agua \quad (3.40)$$

- γ_w : peso específico del agua.
- **Ew**: empuje del agua o empuje hidrostático

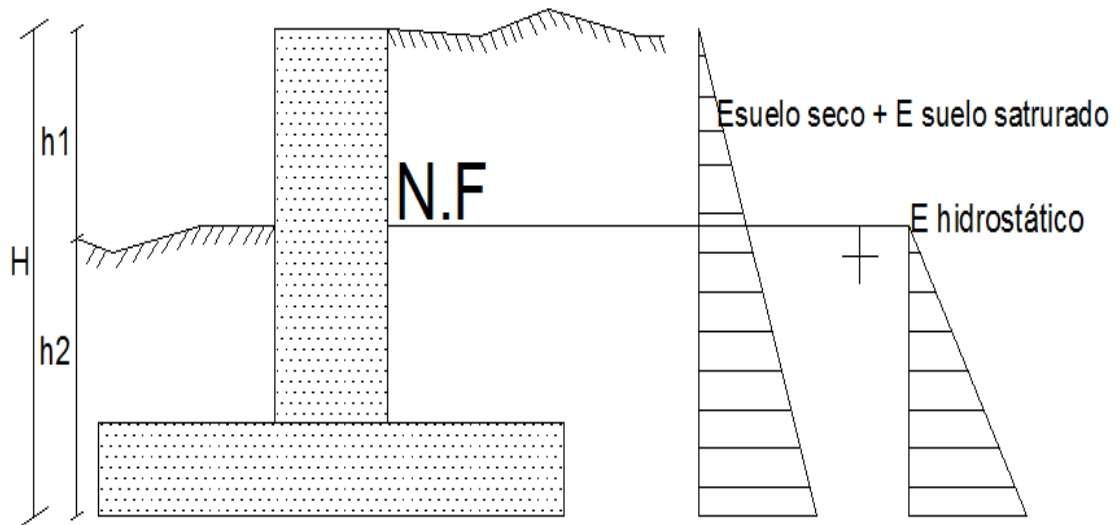


Figura 3.15. Relleno parcialmente sumergido.

Fuente: Autora.

3.9. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO DEBIDO A LA INCLINACIÓN DEL RELLENO

De acuerdo con la teoría de Coulomb publicada en el año de 1773, se consideró que al existir la presencia de un ángulo entre el suelo de relleno y el muro, el empuje activo tendrá dos componentes una horizontal y una vertical.

“El E_a (empuje activo) será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\psi = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$)” (Torres Belandria, 2008).

Por lo tanto se tiene las siguientes ecuaciones han sido modificadas, según la teoría de Rankine (Torres Belandria, 2008, pág. 28).

$$K_a = \cos\beta * \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (3.41)$$

$$E_a H = \frac{K_a * \gamma * H^2}{2} * \cos\beta \quad (3.42)$$

$$E_a V = \frac{K_a * \gamma * H^2}{2} * \sen\beta \quad (3.43)$$

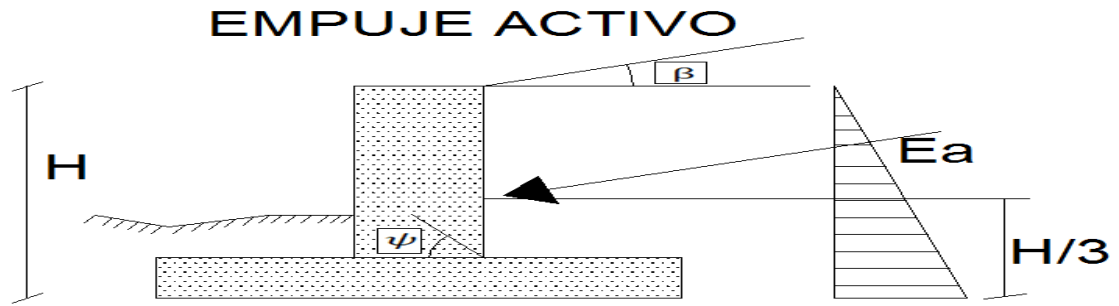


Figura 3.16. Relleno inclinado.

Fuente: Autora.

- **Ea H:** empuje activo horizontal.
- **Ea V:** empuje activo vertical.
- **β :** ángulo del relleno con la horizontal.
- **Ψ:** ángulo de la cara interna del muro con la horizontal.

3.10. INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO PRODUCIDO POR LA PRESENCIA DEL EFECTO SÍSMICO

El Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto peligro sísmico, debido a esto la norma ecuatoriana de la construcción NEC, definió un mapa sísmico que divide a cada provincia del país con su respectiva vulnerabilidad sísmica.

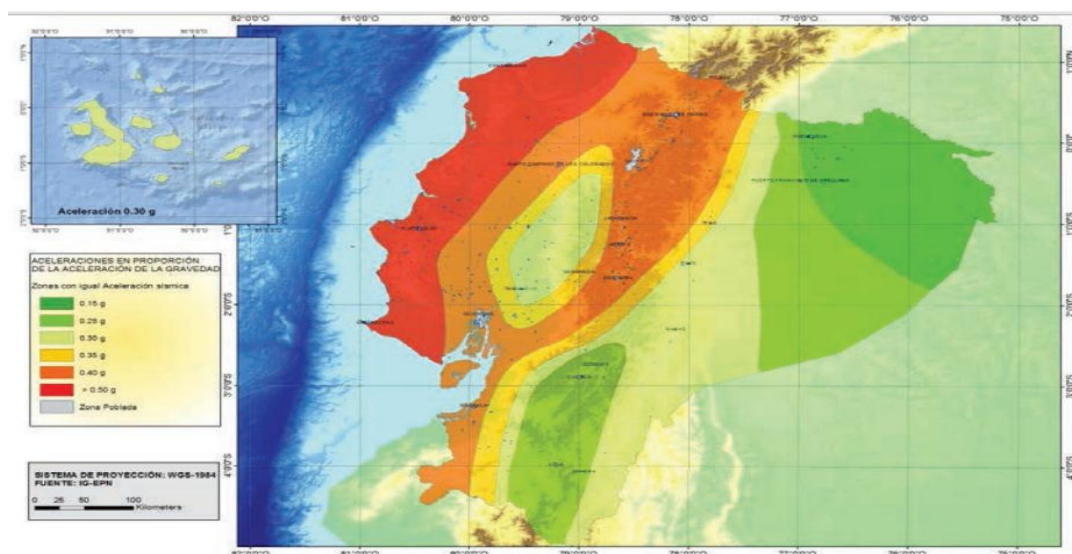


Figura 3.17. Mapa sísmico del Ecuador.

Fuente: (NEC_SE, capítulo 2, 2015, pág. 28).

Por medio de este mapa se obtiene que en la provincia del Azuay, el cantón Cuenca tiene una aceleración de 0.25 de la gravedad. Ubicada así en la zona dos con una caracterización del peligro sísmico alto.

De acuerdo a esta ubicación es completamente necesario considerar el riesgo sísmico en cualquier tipo de estructura. Dentro del diseño para la estructura de contención, se debe considerar un incremento dinámico al empuje activo.

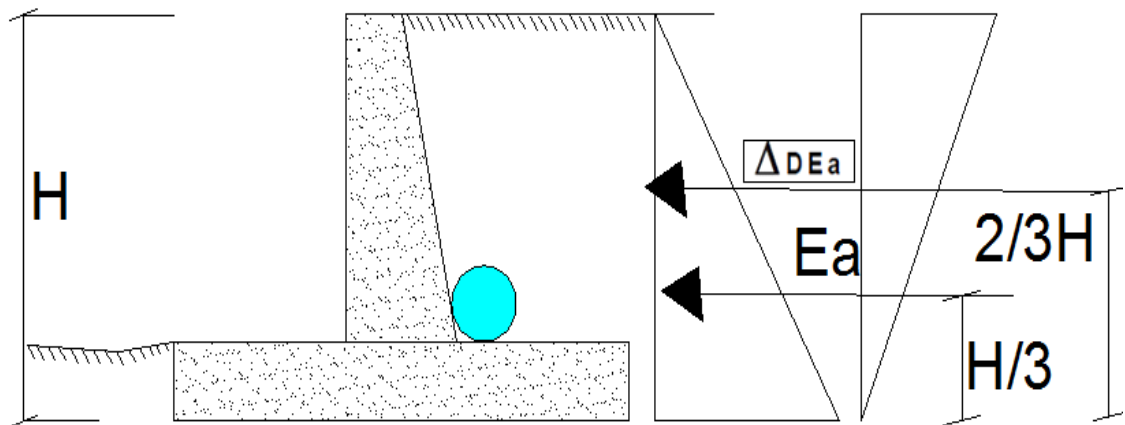


Figura 3.18. Incremento dinámico.

Fuente: Autora.

El incremento dinámico del empuje activo, se considera cuando el muro es flexible y este permite desplazamientos en la parte superior de la pantalla, lo que genera que la presión activa se incremente bajo la acción de un sismo.

El coeficiente de presión dinámica activa (K_a), puede ser calculado mediante la fórmula propuesta por Mononobe – Okabe, se debe considerar que la cuña de acción en el caso dinámico es un triángulo invertido.

El incremento dinámico del empuje activo (ΔDEa) y el coeficiente de presión dinámica activa (Kas), se calculan en ambos casos, mediante las siguientes ecuaciones (Torres Blandria, 2008, pág. 31).

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} * \gamma_s * H^2\right) * (Kas - Ka) * (1 - Csv) \text{ Aplicado a } \frac{2}{3}H \quad (3.44)$$

Caso 1. $\beta < \phi - \theta$

$$Kas = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{(\text{sen}(\psi - \delta - \theta)) * (\text{sen}(\psi + \beta))}}\right]^2} \quad (3.45)$$

Caso 2. $\beta > \phi - \theta$

$$Kas = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \delta - \theta)} \quad (3.46)$$

$$\theta = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{Csh}{1 - Csv}\right) \quad (3.47)$$

El coeficiente sísmico horizontal (Csh) y el coeficiente sísmico vertical (Csv), se calcula mediante las siguientes ecuaciones (Torres Blandria, 2008, pág. 32).

$$Csh = 0,5 * Z \quad (3.48)$$

$$Csv = 0,7 * Csh \quad (3.49)$$

Además se debe considerar la fuerza sísmica producida por el peso propio de la estructura, la cual se calcula por la siguiente ecuación (Torres Blandria, 2008, pág. 32).

$$Fspp = Csh * \sum p.p \quad (3.50)$$

- **Z:** aceleración del suelo.
- **ΔDEa :** incremento dinámico del empuje activo.
- **$Fspp$:** fuerza sísmica producida por el peso propio.
- **Kas :** coeficiente de presión activa sísmica.
- **θ :** ángulo de aplicación sísmica.

CAPÍTULO IV

DISEÑO DEFINITIVO

4.1. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO TIPO MÉNSULA Y SUS COMPONENTES

En el dimensionamiento del muro tipo ménsula, se debe seguir varias reglas que ayudan a mantener las dimensiones adecuadas, en función de la altura que se desea cubrir. De esta forma se establece que cada uno de los elementos que conforman la estructura de contención, tendrán medidas que podrán variar de acuerdo al cumplimiento de los criterios de seguridad, ya que estos pueden cambiar con el incremento de las dimensiones del muro. Generando así, un mayor peso propio de la estructura y una mejor estabilidad, si fuera necesario.

Los componentes del muro como la pantalla, la punta y en el talón deben cumplir con lo siguiente:

- La pantalla del muro en su parte superior tiene una corona, la cual es recomendable en el prediseño colocarla mayor a 25 cm.
- En su parte inferior denominada como “F”, debido a que puede variar en su forma, esta se recomienda que sea mayor a $H/10$.
- La punta es recomendable, que en su prediseño, se encuentre dentro del siguiente rango $(B/4 \leq P \leq B/3)$ y que el talón sea igual a $(T = B - F - P)$.
- Además se debe considerar que la base del muro, esté dentro del siguiente rango $(0,40 * H \leq B \leq 0,7 * H)$. El espesor de la base se puede considerar igual a $(e \geq H/10)$.

Al mantener las dimensiones dentro de estas sugerencias, se pueden evitar cálculos innecesarios en el diseño; facilitando además encontrar las medidas adecuadas con mayor exactitud.

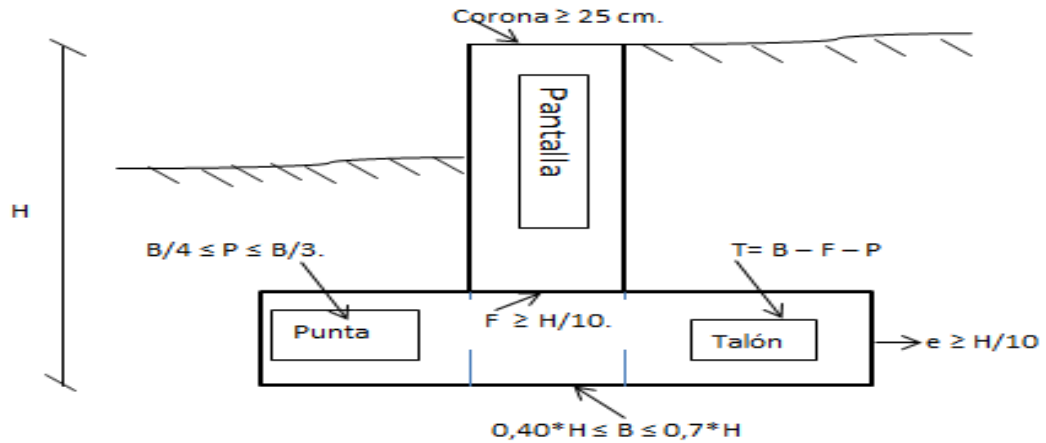


Figura 4.1. Dimensionamiento del muro tipo ménsula y sus componentes.

Fuente: Autora.

Debido al incremento de presiones en el suelo de cimentación, se pueden generar esfuerzos mayores. Por lo cual, se debe tomar soluciones para evitar el fracaso de la estructura de contención. Dentro de las soluciones constructivas, se puede aumentar la base de la zapata o generar un dentellón, esto depende del diseño estructural y del factor económico.

Se recomienda comprobar el cumplimiento de los criterios de estabilidad dentro del diseño, evitando errores de cálculo que podrían afectar el diseño. Al diseñar el dentellón se deben tener en cuenta medidas constructivas y recomendablemente diseñarlo en el centro de la base, para mantener una simetría, que ayudará a conservar el centro de gravedad de la estructura de contención.

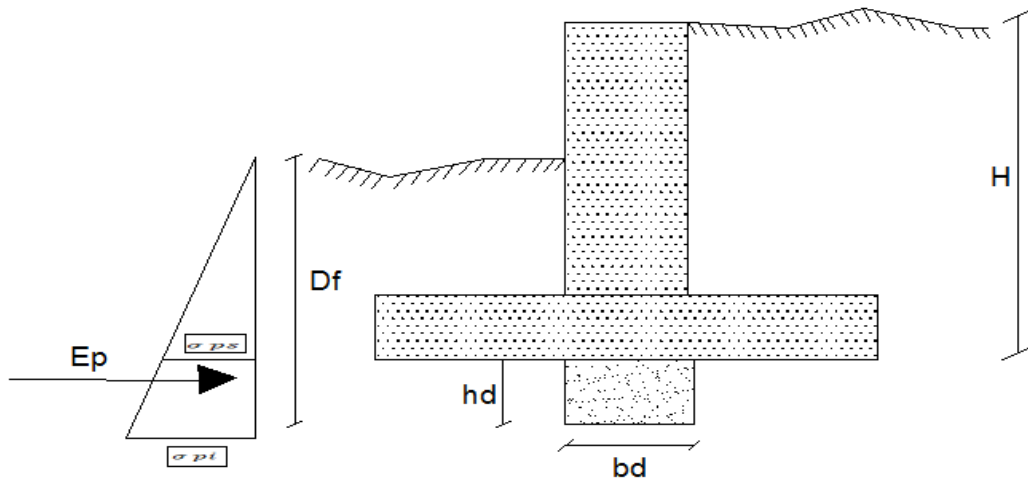


Figura 4.2. Muro de tipo ménsula con dentellón.

Fuente: Autora.

De esta manera se calculará mediante las siguientes fórmulas (Guevara, 2008, pág. 30).

$$Kp = \text{Tan}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.1)$$

$$\sigma ps = \gamma_{\text{suelo}} * Df * Kp \quad (4.2)$$

$$\sigma pi = \gamma_{\text{suelo}} * (Df + hd) * Kp \quad (4.3)$$

$$Ep = \left(\frac{\sigma ps + \sigma pi}{2} * hd\right) * 1m \quad (4.4)$$

- **Kp:** coeficiente de presión pasiva.
- **σps:** presión pasiva superior.
- **σpi:** presión pasiva inferior.
- **Ep:** empuje pasivo.
- **hd:** altura del dentellón.
- **bd:** base del dentellón.

4.1.1. DISEÑO DE LA BASE DEL MURO

Para poder determinar con precisión las dimensiones de la zapata que cumplan, con los diversos factores de estabilidad y garanticen la seguridad de la estructura de contención; se debe realizar un análisis de las fuerzas que generan el peso propio del muro y la reacción del suelo, los mismos que generan fuerzas cortantes y momentos flectores.

De esta forma, el talón del muro está sometido a varios momentos flectores, los cuales generan tracción en las fibras superiores; por este motivo, es recomendable colocar acero de refuerzo en la parte superior. De la misma manera, en la punta se genera tracción en las fibras inferiores, por la acción de los momentos flectores, esto hace que sea necesaria la colocación de acero de refuerzo en su parte inferior.

Este análisis debe ser realizado en los dos casos de cálculo, debido a que en el diseño por flexión y cortante, se utiliza los valores mayores tanto en los momentos flectores y fuerzas cortantes.

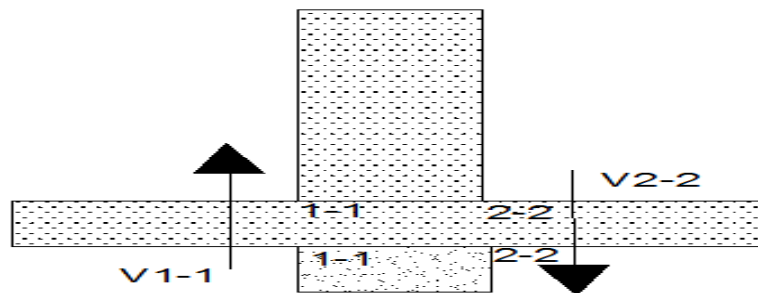


Figura 4.3. Diseño de la base por cortante.

Fuente: Autora.

Durante este análisis el ACI y la NEC 2015, establecen factores de mayoración de $f_m = 1.6$, para sobre cargas y empujes de tierra de tipo estático y $f_m = 1$, para empujes de tierra dinámico.

De esta manera, se obtiene la siguiente fórmula, para la mayoración de cargas en el diseño:

$$fmp = \frac{(1,6 * E.de\ tierras) + (1 * \Delta DEa) + (1 * Fs\ p.p)}{E.total\ sin\ mayorar} \quad (4.5)$$

- **fmp**: factor de mayoración de cargas ponderado.

4.1.2. DISEÑO POR CORTANTE DE LA ZAPATA

Mediante los cálculos realizados para la obtención de las fuerzas cortantes, en los dos casos de análisis; se elegirá el mayor valor, el cual generara un corte máximo en la sección de la punta, esto ocurre de forma regular.

De esta forma, se continúa usando el factor de mayoración de cargas ponderado, para obtener el cortante último, que actuará sobre la sección. Además, se debe considerar un factor de minoración de resistencia por corte de $\phi = 0.75$.

Por lo tanto se tiene la siguiente ecuación (Torres Belandria, 2008, pág. 52).

$$Vu = Vmax * fmp \quad (4.6)$$

Se debe considerar la recomendación del ACI 2005, la cual propone un recubrimiento de 7.5 centímetros si el hormigón está en contacto directo con el suelo, y de 5 centímetros si el hormigón es colocado sobre un replantillo de piedra.

Se tiene la siguiente ecuación (Torres Belandria, 2008, pág. 53).

$$d = e - r \quad (4.7)$$

El cortante máximo que resiste el hormigón, se calcula mediante la siguiente ecuación (Torres Belandria, 2008, pág. 53) .

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (4.8)$$

Por lo tanto, se debe cumplir lo siguiente:

$$V_c \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (4.9)$$

Al cumplir esta condición, se puede concluir que el espesor que tiene la zapata resiste al cortante, producido por la acción de diversas fuerzas.

- **Vu:** cortante último.
- **Vmax:** cortante máximo.
- **d:** peralte efectivo o espesor mínimo.
- **bw:** base del muro de un metro lineal de profundidad.
- **e:** espesor de la zapata.

4.1.3. DISEÑO POR FLEXION DE LA ZAPATA

El análisis del diseño por flexión, está direccionado debido a que la zapata se comporta como una losa de forma rectangular, sometida a esfuerzos de flexión. Se debe realizar también la verificación del espesor de la zapata por flexión, considerando que la estructura de contención está ubicada en una zona sísmica; por este motivo el momento flector, se produce en el talón del muro.

Se tiene las siguientes ecuaciones, para la verificación del espesor (Torres Belandria, 2008, págs. 54-55).

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189 * \phi * f'_c * b}} \quad (4.10)$$

$$e = d + \text{recubrimiento} \quad (4.11)$$

Así, al obtener las dimensiones del espesor mínimo que soporta la zapata a flexión, se compara con el espesor ya planteado en el predimensionamiento, éste deberá ser mayor, de lo contrario se debería aumentar el espesor de la zapata.

Además el ACI 318S-05 considera recomendable, utilizar acero de refuerzo de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. De esta manera, si se tiene acero de refuerzo en una sola dirección, se debe colocar de forma perpendicular acero adicional, para que absorba los esfuerzos de contracción y temperatura.

Entonces, se tiene las siguientes ecuaciones, para realizar los cálculos respectivos, teniendo en cuenta que $\phi=0.90$ (Torres Belandria, 2008, págs. 53-54).

$$As_{min} = 0.0018 * b * t \quad (4.12)$$

$$As_{req} = \tilde{n} * d - \sqrt{(\tilde{n} * d)^2 - \frac{2(Mu * \tilde{n})}{\phi * f_y}} \quad (4.13)$$

$$\tilde{n} = \frac{0.85 * f'_c * b}{f_y} \quad (4.14)$$

$$Mu = M_{max} * f_{mp} \quad (4.15)$$

Estos cálculos se deben realizar para la obtención del acero requerido, tanto en la punta como en el talón; además, se debe considerar que el acero por contracción y temperatura, según la AASHTO 2002 da un valor de 3.65 cm^2 por cada metro lineal.

- **Mu:** momento último.
- **As min:** acero mínimo.
- **As req:** acero requerido.
- **f'c:** resistencia del concreto.
- **t:** ancho de la base.
- **φ:** factor de minoración de resistencia por flexión.

4.1.4. DISEÑO DE LA PANTALLA

Para el diseño de la pantalla se debe considerar, los momentos flectores que originan tracción en la cara interior del muro, que se encuentra en contacto con la tierra. De la misma forma, se debe realizar este análisis en los dos casos de cálculo, para obtener los valores máximos que están actuando sobre la estructura de contención.

(Torres Belandria, 2008, pág. 55) plantea que: “Las solicitaciones de corte y flexión se determinan en diferentes secciones hechas en la altura del muro, normalmente se hacen secciones a cada metro, midiendo la altura Y desde la corona del muro hasta la unión de la pantalla con la zapata.”

Luego se procede a obtener los empujes y las fuerzas que actúan sobre el muro dejándolas en función de Y , para conseguir así una ecuación tanto para el cortante, como para el momento. Se genera así varios valores de los cuales, se deben comparar entre los dos casos de cálculo y elegir los mayores, para proceder a calcular el espesor de la pantalla y el acero requerido. Si el espesor de la pantalla varía según la altura, se debe generar otra ecuación en función de Y , la cual, ayudará a la comprobación del espesor mínimo que debe tener la pantalla para resistir las diferentes solicitaciones de carga.

El cortante resistente varía de igual manera por la altura y se calcula mediante la siguiente ecuación, teniendo en cuenta que el recubrimiento es de 5 centímetros (Torres Belandria, 2008, pág. 59).

$$\phi V_c = 0.75 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d(y) \quad (4.16)$$

$$F = d + \text{recubrimiento} \quad (4.17)$$

$$V_u \leq \phi * V_c \quad (4.18)$$

- F : espesor de la pantalla por flexión.

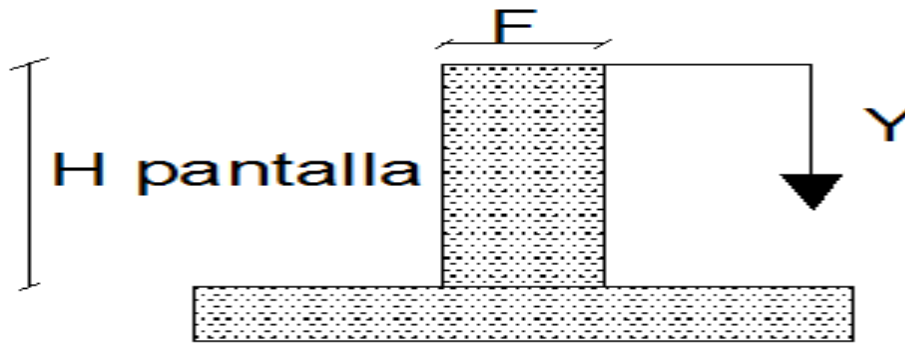


Figura 4.4. Diseño de la pantalla en función de Y.

Fuente: Autora.

4.2. PRE DISEÑO BASADO EN LOS FACTORES DE SEGURIDAD

En la siguiente tabla se observarán los datos con los cuales contamos para el diseño de los varios módulos de la estructura de contención, de acuerdo a su longitud y altura.

Tabla 4.1. Datos de longitud y altura.

Secciones	Altura total del muro (m)	Altura mayor del talud (m)	Cota inicial	Cota final	Long por modulo (m)	Numero de módulos	Longitud total (m)	Profundidad de desplante (m)	Angulo natural del talud
1	4	4.00	2478.00	2482.00	6	5	30	2	10°
2	4.5	5.90	2477.90	2483.80	6	5	30	2	18°
3	5	9.00	2477.70	2486.70	6	5	30	2	21°

Fuente: Autora.

En este diseño se contempla tres secciones de muros, los cuales están compuestos por módulos de 6 m, en longitudes de 30 m. Las alturas son variables en el talud, por esta razón, se generará tres niveles en la estética de la estructura de contención final. Por medio del estudio de suelos realizado, se determinó que el suelo natural es una arcilla de media plasticidad CL según la clasificación SUCS a una profundidad de 2 metros; de la misma manera al realizar un ensayo de corte directo, se obtuvo una cohesión de 0.5018 Kg/cm^2 , un peso específico de 1672 Kg/m^3 y un ángulo de fricción interna ϕ de 25.01° .

Se ha determinado un material de mejoramiento para la sustitución de cincuenta centímetros en la parte inferior de la zapata del muro, con una compactación mayor al 95% del proctor estándar y el mismo se utilizará como relleno, sobre el talón del muro. El material de mejoramiento a utilizar será de clase A, este es un suelo de tipo granular de tipo GM según la clasificación SUCS; el cual tiene un peso específico de 1800 kg/m^3 , un ángulo de fricción interna ϕ de 28° y una cohesión de cero. De esta manera para la obtención de la capacidad portante del suelo de cimentación, ha sido calculada por la teoría de Meyerhof; esta teoría está basada sobre el mecanismo de falla en la cuña activa de Rankine, la cual es relacionada directamente con la profundidad de desplante a la que se va a cimentar.

Por lo tanto, la capacidad portante última, se obtendrá al aplicar la siguiente formula (Braja M Das, 2001, pág. 168).

$$q_{ult} = (c * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci}) + (q' * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi}) + (0.5 * \gamma * B * N_r * F_{rs} * F_{rd} * F_{ri}) \quad (4.19)$$

$$q' = \gamma * D_f \quad (4.20)$$

Los factores de forma, profundidad e inclinación se calcularán por medio de las siguientes formulas (Braja M Das, 2001, pág. 169).

Forma:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} + \frac{N_q}{N_c} \quad (4.21)$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * \tan\phi \quad (4.22)$$

$$F_{rs} = 1 - 0.4 * \frac{B}{L} \quad (4.23)$$

Profundidad:

Condición (a) $D_f/B \leq 1$.

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \frac{D_f}{B} \quad (4.24)$$

$$Fqd = 1 + 2 \tan \phi * (1 - \text{sen} \phi)^2 * \frac{Df}{B} \quad (4.25)$$

$$Frd = 1 \quad (4.26)$$

Condición (b) $Df/B > 1$.

$$Fcd = 1 + 0.4 * \tan^{-1} * \left(\frac{Df}{B}\right) \quad (4.27)$$

$$Fqd = 1 + 2 \tan \phi * (1 - \text{sen} \phi)^2 * \tan^{-1} * \left(\frac{Df}{B}\right) \quad (4.28)$$

$$Frd = 1 \quad (4.29)$$

Inclinación:

$$Fci = Fqi = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right) \quad (4.30)$$

$$Fri = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad (4.31)$$

- **q ult:** capacidad portante última.
- **Fcs, Fqs, Frs:** factores de forma.
- **Fcd, Fqd, Frd:** factores de profundidad.
- **Fci, Fri:** factores de inclinación.
- **Nc, Nq, Nr:** factores de capacidad de carga.
- **ϕ :** ángulo de fricción interna
- **B:** ancho del cimiento en metros.
- **L:** largo del cimiento en metros.
- **Df:** profundidad de desplante.
- **c:** cohesión.
- **γ :** peso específico del suelo de cimentación.
- **β :** ángulo de inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

De esta manera, se procede a aplicar los siguientes datos del suelo de cimentación, al cual va a estar expuesto el cimiento de nuestra estructura de contención. Además se tendrá en cuenta que la capacidad admisible, se obtendrá al dividir la capacidad última obtenida por Meyerhof, para un factor de seguridad (Fs)= 3.

Tabla 4.2. Datos para la fórmula de Meyerhof.

Datos:		
L=	6	m
B=	4	m
Df=	1.8	m
ϕ =	25	°
c=	0.5	kg/cm ²
β=	6	°
P. especifico=	1672	Kg/m ³

Fuente: Autora.

Tabla 4.3. Factores de capacidad de carga según el ángulo de fricción interna.

Nc=	20.72
Nq=	10.66
Nr=	10.88
Nq/Nc=	0.51
tanϕ =	0.47
tan⁽⁻¹⁾ (Df/B)=	30.96

Fuente: Autora.

Tabla 4.4. Factores de capacidad de carga según el ángulo de fricción interna.

condición a: (Df/B) <= 1	
0.45	Condición a
Fcs=	1.3
Fqs=	1.31
Frs	0.73
Fcd=	1.18
Fqd=	1.14
Frd=	1
Fci= Fqi=	0.87
Fri=	0.9

Fuente: Autora.

Tabla 4.5. Aplicación de la fórmula de Meyerhof, para la capacidad portante última.

$q' =$	3009.6	Kg/m^2
$q_{ult} =$	6.70	kg/cm^2
$q_{adm} =$	2.23	kg/cm^2

Fuente: Autora.

4.2.1. CÁLCULO DEL CUMPLIMIENTO DE LA ESTRUCTURA, ANTE DIVERSAS ACCIONES

Este diseño ha sido planteado en base a la topografía del talud y su estado actual, el cual varía debido a la presencia de una vía en la parte superior del mismo. Además, se ha proyectado tres secciones y cada una de ellas de cinco módulos, según los datos de la tabla 4.1

De acuerdo con los datos del suelo natural y de relleno que utilizaremos en este diseño, se han obtenido los siguientes resultados, los mismos han sido realizados en una hoja de Excel, programada para los diferentes cálculos requeridos.

Tabla 4.6. Datos principales para el diseño primera sección.

DATOS.		
Altura (H):	4	m
H'	4.28	m
Corona (c):	0.5	m
Punta (p):	1.2	m
Talón (T):	1.6	m
Base (B):	3.3	m
Espesor en la base(F):	0.5	m
Espesor (e):	0.6	m
Profundidad desplante (Df):	1.8	m
YH°A:	2500	kg/m^3
Y relleno:	1800	kg/m^3
Ángulo de inclinación β:	10	°
Ángulo de fricción interna relleno ϕ:	28	°
Cohesión suelo de relleno:	0.00	kg/m^2
q última - suelo de cimentación:	6.70	kg/cm^2
σ admisible:	22333.3	kg/m^2
Ángulo del paramento interior del muro Ψ:	90	°

Fuente: Autora.

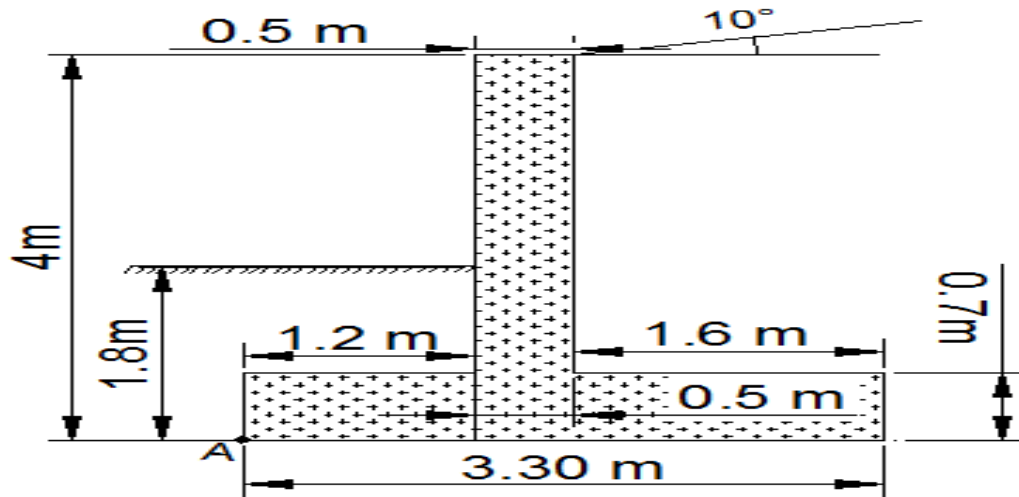


Figura 4.5. Dimensionamiento tentativo, primera sección.

Fuente: Autora.

Este dimensionamiento se obtuvo de acuerdo a varias iteraciones, basados en el pre dimensionamiento, recomendado al principio de este capítulo. Este muro será aplicado en módulos de seis metros y a lo largo de los primeros treinta metros, siendo la altura más desfavorable del talud, cuatro metros.

Tabla 4.7. Cálculo del peso propio de la estructura y sus momentos actuantes en A primera sección.

FIGURA	ALTURA (m)	BASE (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)	PESO (kg)	BRAZO (x) (m)	BRAZO (y) (m)	MO (x) (kg.m)	MO (y) (kg.m)	
Rectángulo	0.7	3.3	2.31	2.31	5775	1.65	0.35	9528.75	2021.3	
Rectángulo	3.3	0.5	1.65	1.65	4125	1.45	2.35	5981.25	9693.8	
					Σp.p=	9900			Σ Mo=	15510 11715

Fuente: Autora.

Lo cual da como resultado un peso propio de la estructura, de 9900 kilogramos, teniendo en cuenta un peso específico del hormigón de 2500 kg/m³. De esta manera se calcula el volumen del relleno sobre el talón y el peso que este ejerce sobre el muro:

Altura=	3.3	M
Ancho=	1.6	M
Vol=	5.73	m ³

Ws ó Wr=	10310.4	Kg
Brazo=	2.45	M

Obteniendo así un volumen de **5.73 m³** por metro lineal de muro y un peso de relleno de **10310.4 kg**; teniendo en cuenta un peso específico del material de relleno de **1800 kg/m³**, estando aplicado a 2.45 metros con respecto al punto A.

El diseño del muro es analizado, en base a los casos a los cuales va a estar expuesto.

Caso 1, será considerado como el empuje de tierra más carga de tráfico.

Entonces las coordenadas del centro de gravedad del muro, son las siguientes:

$$x_{cg} = \frac{\sum p \cdot p}{\sum Mo(x)} = 1.57 \text{ m}$$

$$y_{cg} = \frac{\sum p \cdot p}{\sum Mo(y)} = 1.18 \text{ m}$$

Coefficiente de presión lateral activa (Ka), este coeficiente será calculado teniendo en cuenta la existencia de $\beta=10^\circ$ y $\phi=28^\circ$.

Por lo tanto.

$$Ka = \cos\beta * \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} = 0.380$$

Empuje Activo (Ea), este empuje tendrá dos componentes un vertical y horizontal con un ángulo de inclinación de 10°.

$$Ea = \frac{\gamma * Ka * h^2}{2} = 5475.27 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto.

$$Eah = Ea * \cos \beta = 5392.08 \text{ kg/m}$$

Aplicado a $H/3=1.43$ metros, medidos desde la base del muro.

Empuje de tráfico (ET), este empuje se determina considerando un $q= 1044 \text{ kg/m}$ según la fórmula (3.33).

$$E \text{ trafico} = q * Ka * H = 1587.83 \text{ kg/m}$$

Aplicado a $H/2= 2.14$ metros, medidos desde la base del muro.

Entonces tenemos.

$$E \text{ Total} = 6979.91 \text{ kg/m}$$

Analizamos a continuación el cumplimiento de la estructura, como el deslizamiento, volcamiento y presiones de contacto.

Factor de seguridad al volcamiento (Fsv), este factor se calcula por medio de los momentos estabilizantes (Me) y de volcamiento (Mv), existentes sobre la estructura.

Por lo tanto.

$$Me = (\sum p.p * xcg) + (Wr * brazo) = 40770.48 \text{ kg * m}$$

$$Mv = \left(Eah * \frac{H}{3} \right) + \left(ET * \frac{H}{2} \right) = 11089.89 \text{ kg * m}$$

Entonces tenemos.

$$FSv = \frac{Me}{Mv} = 3.68 > 3 \quad \text{Cumple}$$

Factor de seguridad al deslizamiento (Fsd), este factor se calcula en base a las siguientes acciones.

Resultante vertical.

$$Rv = \sum p \cdot p + wr = 20210.4 \text{ Kg}$$

Coefficiente de fricción suelo muro.

$$u = \tan\phi = 0.53 \quad \text{cargas estaticas}$$

Componente vertical del empuje.

$$Ev = Ea * \text{sen}\beta = 950.77 \text{ kg/m}$$

$$c' = 0 \quad \text{suelo granular}$$

Por lo tanto.

$$Fr = u(Rv + Ev) + C' * B + Ep = 11251.59 \text{ kg}$$

$$Eh = FH = Etotal = 6979.91 \text{ Kg}$$

Entonces tenemos.

$$FSd = \frac{Fr}{Eh} = 1.61 \geq 1.6 \quad \text{Cumple}$$

Presiones de contacto, se calcularán en base a las excentricidades y a las presiones producidas en la base de la estructura.

Por lo tanto.

$$ex = \left(\frac{B}{2} - xr \right) = 0.18 \text{ m}$$

$$xr = \frac{Me-Mv}{Rv} = 1.47 \text{ m}$$

$$emax \leq \frac{B}{6} = 0.55 \text{ m}$$

Entonces tenemos.

$$emax \geq ex \quad \textbf{Cumple}$$

Además, tenemos los esfuerzos de compresión máximos y mínimos, teniendo en cuenta que $\sigma adm = 22333.3 \text{ Kg/m}^2$.

$$\sigma max = \frac{Rv}{B*1m} \left(1 + \frac{6*ex}{B} \right) = 8144.51 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma min = \frac{Rv}{B*1m} \left(1 - \frac{6*ex}{B} \right) = 4104.21 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces tenemos.

$$\sigma adm \geq \sigma max \quad \textbf{Cumple}$$

Caso 2, será considerado como el empuje de tierra más sismo.

El empuje de tierra horizontal será el mismo que actúa en este caso, de esta manera tenemos que:

$$Eah = Ea * \cos \beta = 5392.08 \text{ kg/m}$$

La estructura de contención está ubicada en la ciudad de Cuenca y según el mapa sísmico de la NEC, la ubica en una zona tipo dos, con una aceleración de 0.25g.

Coefficiente sísmico horizontal.

$$Csh = 0,5 * Z = 0.125$$

Coefficiente sísmico vertical.

$$Csv = 0,7 * Csh = 0.0875$$

Fuerza sísmica por peso propio (Fspp).

$$Fspp = Csh * \sum p.p = 1237.5 \text{ kg/m}$$

Coefficiente de fricción suelo muro.

$$u = \tan\left(\frac{2}{3} * \phi\right) = 0.34 \text{ Para casos dinámicos (sismo)}$$

Ángulo de aplicación sísmica.

$$\theta = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{Csh}{1 - Csv}\right) = 7.80^\circ$$

Por lo tanto tenemos el siguiente análisis:

$$\text{Caso 1. } \beta = 10^\circ < (\phi - \theta) = 20.20^\circ$$

Coefficiente de presión lateral activa sísmica (Kas).

$$Kas = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\theta + \delta) * \text{sen}(\theta - \beta - \theta)}{(\text{sen}(\psi - \delta - \theta)) * (\text{sen}(\psi + \beta))}}\right]^2} = 0.520$$

Incremento dinámico del empuje activo.

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} * \gamma_s * H^2\right) * (Kas - Ka) * (1 - Csv) = 2109.48 \text{ kg/m}$$

Aplicado a $\frac{2}{3}H = 2.85 \text{ m}$, medidos desde la base del muro.

Factor de seguridad al volcamiento (Fsv), este factor se calcula por medio de los momentos estabilizantes (Me) y de volcamiento (Mv), generados por la presencia de cargas dinámicas en la estructura.

Por lo tanto.

$$Me = (\sum p.p * xcg) + (Wr * brazo) = 40770.48 \text{ kg * m}$$

$$Mv = \left(Eah * \frac{H}{3}\right) + \left(\Delta DEa * \left(\frac{2}{3} * H\right)\right) + (\sum Fs.pp * ycg) = 15176.43 \text{ kg * m}$$

Entonces tenemos.

$$FSv = \frac{Me}{Mv} = 2.69 > 2 \quad \text{Cumple}$$

Factor de seguridad al deslizamiento (Fsd), este factor se calcula en base a la presencia de sismo en la estructura.

Resultante vertical.

$$Rv = \sum p \cdot p + wr = 20210.4 \text{ Kg}$$

Componente vertical del empuje.

$$Ev = Ea * \text{sen}\beta = 950.77 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto.

$$Fr = u(Rv + Ev) + C' * B + Ep = 7148.94 \text{ kg}$$

$$Eh = FH = Etotal = 8739.06 \text{ Kg}$$

Entonces tenemos.

$$FSd = \frac{Fr}{Eh} = 0.82 \geq 1.05 \quad \text{No Cumple, colocar dentellón}$$

Presiones de contacto, se calcularán en base a las excentricidades y a las presiones producidas en la base de la estructura.

$$ex = \left(\frac{B}{2} - xr \right) = 0.384m$$

$$xr = \frac{Me - Mv}{Rv} = 1.266 \text{ m}$$

$$emax \leq \frac{B}{6} = 0.55 \text{ m}$$

Entonces tenemos.

$$emax \geq ex \quad \text{Cumple}$$

Además tenemos los esfuerzos de compresión máximos y mínimos, teniendo en cuenta que $\sigma_{adm} = 22333.3 \text{ Kg/m}^2$.

$$\sigma_{max} = \frac{Rv}{B \cdot 1m} \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{B} \right) = 10396.05 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B \cdot 1m} \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{B} \right) = 1852.68 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces tenemos.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad \text{Cumple}$$

Debido a que la estabilidad al deslizamiento, no cumple en este caso por la presencia de sismo sobre la estructura, es necesario generar un dentellón que ayude a estabilizar al muro, evitando posteriormente el fracaso del mismo.

Tabla 4.8. Datos para el cálculo del dentellón primera sección.

Datos:		
hd=	0.5	M
bd=	0.5	M
γ s natural=	1672	kg/m ³
φ s natural=	25	°
c s. natural=	0.5	kg/cm ²

Fuente: Autora.

El dentellón genera una estabilidad a través de un empuje pasivo, el cual estará presente durante toda la vida útil de la estructura.

Coefficiente de presión pasiva.

$$Kp = \text{Tan}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 2.46$$

Presión pasiva superior.

$$\sigma_{ps} = \gamma_{suelo} \cdot Df \cdot Kp = 7415.39 \text{ kg/m}^2$$

Presión pasiva inferior.

$$\sigma_{pi} = \gamma_{suelo} * (Df + hd) * Kp = 9475.22 \text{ kg/m}^2$$

Empuje pasivo.

$$Ep = \left(\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2} * hd \right) * 1m = 4222.65 \text{ kg/m}$$

Peso propio del dentellón.

$$p. \text{ propio dentellón} = 625 \text{ kg}$$

Factor de seguridad al volcamiento (Fsv).

Por lo tanto.

$$Me = (\Sigma p.p + p.p \text{ dentellón} * xcg) + (Wr * brazo) = 41749.65 \text{ kg} * m$$

$$Mv = \left(Eah * \frac{H}{3} \right) + \left(\Delta DEa * \left(\frac{2}{3} * H \right) \right) + (\Sigma Fs.pp * ycg) = 15176.43 \text{ kg} * m$$

Entonces tenemos.

$$FSv = \frac{Me}{Mv} = 2.75 > 2 \text{ Cumple}$$

Factor de seguridad al deslizamiento (Fsd).

Fuerza de rozamiento.

$$Fr = u(Rv + Ev) + C' * B + Ep = 14927.29 \text{ kg}$$

$$Eh = FH = E_{total} = 8739.06 \text{ Kg}$$

Entonces tenemos.

$$FSd = \frac{Fr}{Eh} = 1.71 \geq 1.05 \text{ Cumple}$$

Presiones de contacto.

$$ex = \left(\frac{B}{2} - xr \right) = 0.37m$$

$$xr = \frac{Me - Mv}{Rv} = 1.275 \text{ m}$$

$$e_{max} \leq \frac{B}{6} = 0.55 \text{ m}$$

Entonces tenemos.

$$e_{max} \geq ex \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_{adm} = 22333.3 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\sigma_{max} = \frac{Rv}{B \cdot 1m} \left(1 + \frac{6 \cdot ex}{B} \right) = 10614.14 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{Rv}{B \cdot 1m} \left(1 - \frac{6 \cdot ex}{B} \right) = 2013.38 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces tenemos.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad \text{Cumple}$$

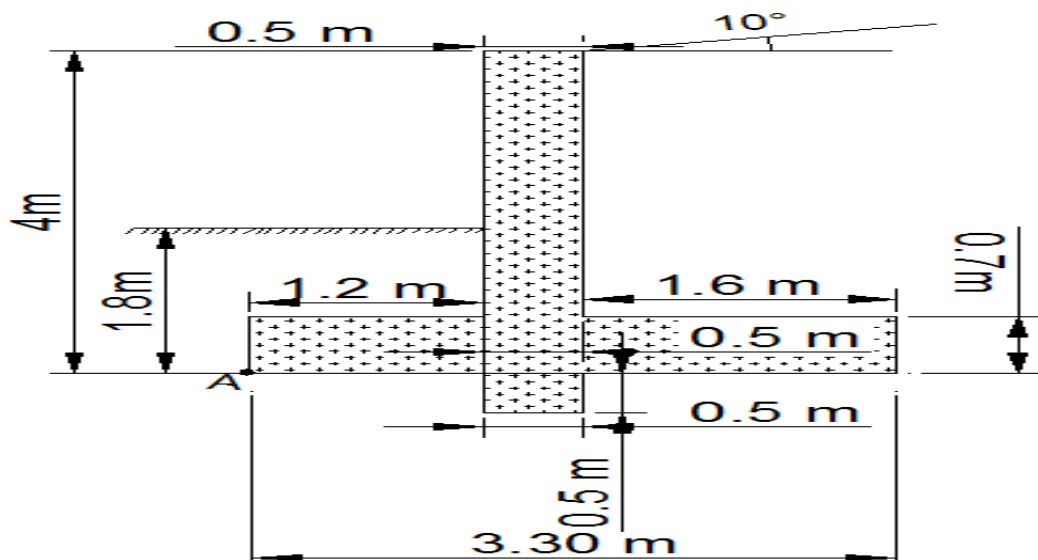


Figura 4.6. Dimensionamiento final, primera sección.

Fuente: Autora.

La segunda sección de la estructura de contención, será de una altura de 4.50 m; esto genera cambios en las diversas acciones que actúan sobre ella. Las dimensiones varían en el talón del muro, este será construido desde los 30 m principales del anterior, hasta cubrir una longitud similar. De esta forma tenemos un nuevo dimensionamiento, el cual de forma iterativa en la hoja de Excel se garantiza el cumplimiento de todos los factores de estabilidad.

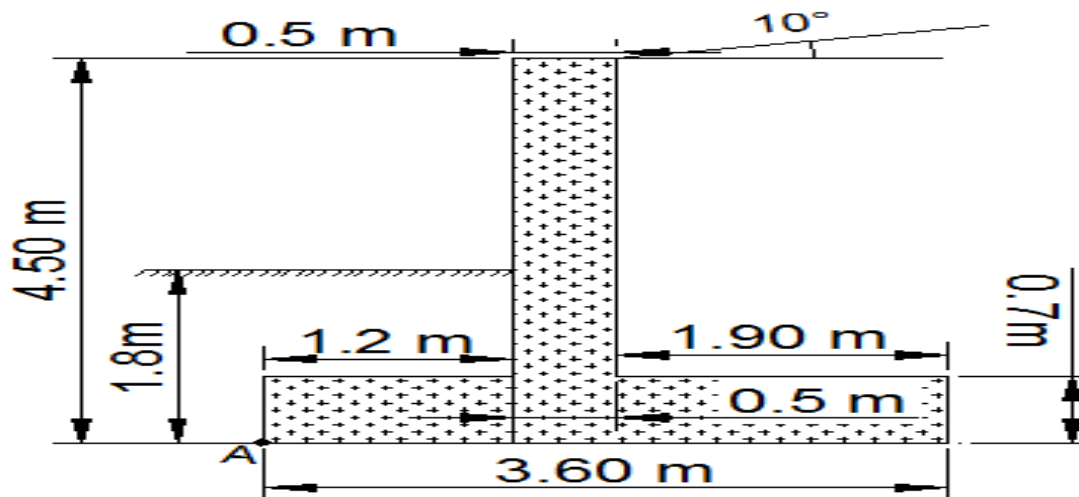


Figura 4.7. Dimensionamiento tentativo, segunda sección.

Fuente: Autora.

De acuerdo con el predimensionamiento, esta sección fue obtenida para resistir los criterios de estabilidad y garantizar su funcionamiento; este muro será aplicado a una longitud de 30 m, donde la altura del talud más desfavorable es 5.90 m según la tabla 4.1.

Tabla 4.9. Datos principales para el diseño segunda sección.

DATOS.		
Altura (H):	4.5	m
Corona (c):	0.5	m
Punta (p):	1.2	m
Talón (T):	1.9	m
Base (B):	3.6	m
Espesor en la base(F):	0.5	m
Espesor (e):	0.7	m
Profundidad desplante (Df):	1.8	m
Y relleno:	1800	kg/m ³
Ángulo de inclinación β:	10	°
Ángulo de fricción interna relleno ø:	28	°
Cohesión suelo de relleno:	0.00	kg/m ²
σ admisible:	22333.3	kg/m ²
Ángulo del paramento interior del muro Ψ:	90	°

Fuente: Autora.

Tabla 4.10. Cálculo del peso propio de la estructura y sus momentos actuantes en A segunda sección.

FIGURA	ALTURA (m)	BASE (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)	PESO (kg)	BRAZO (x) (m)	BRAZO (y) (m)	MO(x) (kg.m)	MO(y) (kg.m)		
Rectángulo	0.7	3.6	2.52	2.52	6300	1.8	0.35	11340	2205		
Rectángulo	3.8	0.5	1.9	1.9	4750	1.45	2.6	6887.5	12350		
					Σp.p=	11050			Σ mo=	18228	14555

Fuente: Autora.

Se obtiene como resultado un peso propio de la estructura, de 11050 kilogramos, teniendo en cuenta un peso específico del hormigón de 2500 kg/m³.

El volumen del relleno sobre el talón y el peso que este ejerce sobre el muro es:

Altura=	3.9	m
Ancho=	1.9	m
Vol=	7.96	m ³

Ws ó Wr=	14329.8	Kg
Brazo=	2.6	m

Así tenemos un volumen de 7.96 m³ por metro lineal de muro y un peso de relleno de 14329.8 kg; teniendo en cuenta un peso específico del material de relleno de 1800 kg/m³, estando aplicado a 2.60 metros con respecto al punto A.

Al tener una variación en la dimensiones de este muro, el centro de gravedad de igual forma cambia.

$$x_{cg} = \frac{\sum p \cdot p}{\sum Mo(x)} = 1.65 \text{ m}$$

$$y_{cg} = \frac{\sum p \cdot p}{\sum Mo(y)} = 1.32 \text{ m}$$

Para el cálculo de los empujes y fuerzas actuantes sobre el muro, se aplicó estos datos en la hoja de cálculo de Excel; la cual de forma inmediata nos brinda los resultados en los dos casos de análisis, a los cuales estará expuesta esta sección.

El caso 1, a ser analizado está compuesto por el empuje de tierra más la carga de tráfico que actúan sobre el muro.

Caso 1: Empuje de Tierra + Carga de Tráfico					
Coeficiente de presión lateral activa	$Ka = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$		Cuando existe β :		
	Ka=	0.380	$Ka = \cos\beta * \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$		
EMPUJE ACTIVO	Suelo granular				
	Ea=	6929.635 kg/m	Aplicado a 1/3*H' =	1.60	m
	Eah=	6824.359 kg/m			
	$Ea = \frac{\gamma * Ka * h^2}{2}$ GRANULAR		ó $Ea = \frac{\gamma * Ka * H^2}{2} - 2c * \sqrt{Ka} * H$ COHESIVO		
Carga de tráfico	Etc=	1.11 Ton/m ²			
	hs=	0.58 m	$hs = \frac{ws}{\gamma_{suelo}}$		
Por lo tanto:	q=	1044 kg/m	$q = hs * \gamma_{suelo}$		
EMPUJE DE TRÁFICO	ET=	1786.306 kg/m	Aplicado a 1/2*H' =	2.40	m
	$E \text{ trafico} = q * Ka * H$				
EMPUJE TOTAL	ETOTAL=	8610.664 kg/m			

Figura 4.8. Cálculo en la hoja de Excel de los diversos empujes del caso 1, sobre la segunda sección del muro.

Fuente: Autora.

Estos cálculos han sido realizados mediante la aplicación de las fórmulas expuestas anteriormente, las cuales han sido introducidas en esta hoja de Excel, para facilidad del diseño y su cálculo.

Teniendo como resultado un empuje horizontal de tierra de **6824.35 kg/m**, aplicado a **1.60 m** desde la base del muro; teniendo en cuenta que el ángulo es $\beta=10^\circ$. Además se obtuvo un empuje de tráfico de **1786.30 kg/m**, aplicado a **2.40 m** desde la base del muro y de esta forma un empuje total de **8610.66 kg/m**.

Por lo tanto, se continúa con el análisis de los criterios de estabilidad y presiones de contacto en el **caso 1**.

Análisis de Estabilidad Caso 1				
Momentos estabilizantes		Me=	55484.98	kg*m
Momentos de volcamiento		Mv=	15341.41	kg*m
Factor de seguridad al volcamiento		Fsv=	3.62	CUMPLE
Resultante vertical		Rv=	25379.8	kg
Fuerza horizontal		FH=	8610.66	kg
coeficiente de fricción		u=	0.53	Cargas Estaticas
Componente vertical del empuje (Ev)=			1203.32	kg/m
Coeficiente modificado de cohesión C'=			0	kg/m ²
Fuerza de rozamiento		Fr=	14134.49	kg
Componente horizontal de Empujes (Eh)=			8610.664498	kg/m
Factor de seguridad al Deslizamiento		Fsd=	1.6	CUMPLE
Factor de seguridad al Deslizamiento				
emax=		0.60	m	Factores a cumplir:
xr=		1.58	m	
ex=		0.22	m	emax >= ex
σ max=		9614.79	kg/m ²	
σ min=		4485.10	kg/m ²	σ adm > σ max

Figura 4.9. Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 1, en la segunda sección del muro.

Fuente: Autora.

Así podemos concluir que la sección de este muro, cumple para todos los empujes y fuerzas que actúan sobre la estructura en este caso de análisis; los criterios de estabilidad al volcamiento, deslizamiento y presiones de contacto, son comparados con los valores para cargas estáticas planteados según la NEC 2015.

El caso 2, a ser analizado está formado por el empuje de tierra más la presencia de sismo sobre el muro.

Caso 2: Empuje de Tierra + Sismo				
De acuerdo a la ubicación del muro según la NEC 2015 se considera lo siguiente:				CUENCA
Empuje activo de tierra (Ea) =	6824.359	kg/m	Aplicado a 1/3*H' =	1.60 m
Aceleración del suelo (Z)=	0.25	g		
Coefficiente sísmico horizontal (Csh) =	0.125			
Coefficiente sísmico vertical (Csv) =	0.0875			
Fuerza sísmica por peso propio (Fspp)=	1381.25	Kg/m		
θ =	7.80 °	0.136	Rad	
u=	0.34	Cargas dinámicas	$u = \frac{2}{3} * \phi$	
$K_{as} = \frac{\cos\theta * \sin^2\psi * \sin(\psi - \delta - \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \theta)}{(\sin(\psi - \delta - \theta)) * (\sin(\psi + \beta))}}\right)^2}{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}$				
Caso 1:	$\beta < \phi - \theta$			
caso2:	$\beta > \phi - \theta$			caso1
Coefficiente de presión dinámica activa (Kas)=	0.520			
Incremento dinámico del empuje activo por carga sísmica:				
$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} * \gamma_s * H^2\right) * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv})$				
$\Delta DEa =$	2642.155	Kg/m	Aplicado a 2/3*H' =	3.19 m
Fuerza sísmica por peso propio de la estructura:				
$F_{spp} = C_{sh} * p.p$				
Fspp =	1381.25	Kg/m		
EMPUJE TOTAL	E TOTAL=	10847.8	kg/m	

Figura 4.10. Cálculo en la hoja de Excel de los diversos empujes del caso 2, sobre la segunda sección del muro.

Fuente: Autora.

Teniendo así un incremento dinámico de **2642.15 kg/m** aplicado a **3.19 m**, medidos desde la base del muro, una fuerza sísmica por peso propio de la estructura de **1381.25 kg** sobre metro lineal de muro; obteniendo de esta forma un empuje total que soporta este muro de **10847.8 kg/m**.

Por lo tanto, se continúa con el análisis de los criterios de estabilidad y presiones de contacto en el **caso 2**.

Análisis de Estabilidad Caso 2				
Momentos estabilizantes				
	Me=	55484.98	kg*m	
Momentos de volcamiento				
	Mv=	21153.30	kg*m	
Factor de seguridad al volcamiento				
	Fsv=	2.62		CUMPLE
Resultante vertical		Rv=	25379.8	kg
Fuerza horizontal		FH=	10847.76	kg
coeficiente de fricción suelo		u=	0.34	Cargas Dinámicas
Componente vertical del empuje (Ev)=			1185.04	kg/m
				Existe
Coeficiente modificado de cohesión C´=			0	kg/m ²
Fuerza de rozamiento		Fr=	8974.48	kg
Componente horizontal de Empujes (Eh)=			10847.76323	kg/m
Factor de seguridad al Deslizamiento				
	Fsd=	0.83		NO CUMPLE, COLOCAR DENTELLÓN
Presiones de contacto				
emax=	0.600	m	Factores a cumplir:	
xr=	1.353	m		
ex=	0.447	m	emax >= ex	CUMPLE
σ max=	12305.48	kg/m ²		
σ min=	1794.41	kg/m ²	σ adm > σ max	CUMPLE

Figura 4.11. Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 2, en la segunda sección del muro.

Fuente: Autora.

Los criterios de estabilidad al volcamiento, deslizamiento y presiones de contacto, son comparados con los valores para cargas dinámicas planteados según la NEC 2015.

Al realizar este análisis podemos observar que debido a la presencia de cargas dinámicas, la estabilidad al deslizamiento no cumple; por este motivo se puede aumentar la base o colocar un dentellón.

Para este diseño se consideró colocar un dentellón, para garantizar la presencia de un empuje pasivo permanente, que ayude a mantener a la estructura estable frente al deslizamiento.

Tabla 4.11. Datos para el cálculo del dentellón segunda sección.

Datos:		
hd=	0.5	m
bd=	0.5	m
Y s natural=	1672	kg/m ³
ø s natural=	25	°
c s. natural=	0.5	kg/cm ²

Fuente: Autora.

Con estos datos se obtienen los siguientes resultados, los cuales deberán ser agregados al cálculo final y poder nuevamente evaluar el análisis del cumplimiento de los factores de estabilidad y presiones de contacto del muro.

Dentellón			
Coeficiente lateral de presión pasiva:			
	Kp=	2.46	
Presión pasiva superior:			
	$\sigma_{ps} =$	7415.39	kg/m ²
Presión pasiva inferior:			
	$\sigma_{pi} =$	9475.22	kg/m ²
Empuje pasivo:			
	Ep=	4222.65	kg/m
Peso propio del dentellón		Ppd=	625 kg
Peso propio total =		Pptotal=	11675 kg
Fuerza de rozamiento		Fr=	17141.33 kg
Componente horizontal de Empujes (Eh)=		10847.76	kg/m

Figura 4.12. Cálculo de las acciones generadas por la presencia del dentellón, en la segunda sección del muro.

Fuente: Autora.

Factor de seguridad al Deslizamiento			
	Fsd=	1.58	CUMPLE
Momentos estabilizantes			
	Me=	56515.95	kg*m
Momentos de volcamiento			
	Mv=	21153.30	kg*m
Factor de seguridad al volcamiento			
	Fsv=	2.67	CUMPLE
Preciones de contacto			
emax=	0.60	m	Factores a cumplir:
xr=	1.360	m	
ex=	0.44	m	emax >= ex
$\sigma_{max} =$	12522.63	kg/m ²	CUMPLE
$\sigma_{min} =$	1924.48	kg/m ²	$\sigma_{adm} > \sigma_{max}$
			CUMPLE

Figura 4.13. Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 2, en la segunda sección del muro con la presencia del dentellón.

Fuente: Autora.

Finalmente, al generar un dentellón el muro gana notablemente estabilidad, lo cual genera un nuevo dimensionamiento.

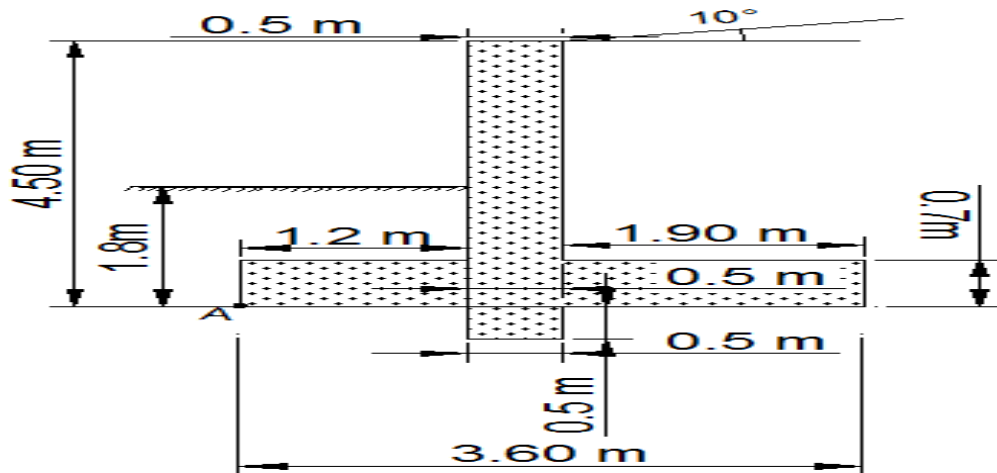


Figura 4.14. Dimensionamiento final, segunda sección.

Fuente: Autora.

La tercera sección de la estructura de contención, será de una altura de 5 m; esto de igual forma genera cambios en las diversas acciones que actúan sobre ella. Las dimensiones varían en el talón del muro y en su altura, éste será construido desde los 30 m posteriores de la segunda sección, hasta cubrir una longitud similar y cubrir los 90 m de longitud que requiere el talud.

De esta forma tenemos un nuevo dimensionamiento, el cual, de forma iterativa en la hoja de Excel, se garantiza el cumplimiento de todos los factores de estabilidad.

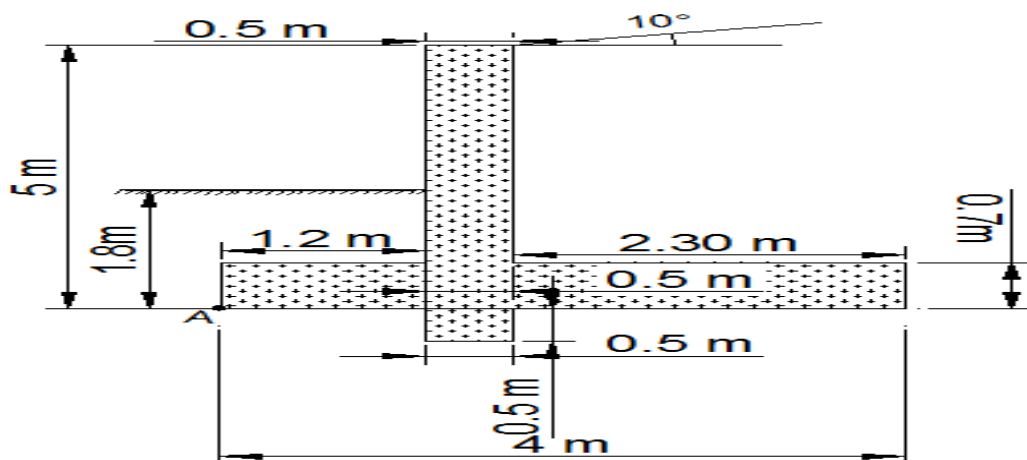


Figura 4.15. Dimensionamiento tentativo, tercera sección.

Fuente: Autora.

De acuerdo con el predimensionamiento, esta sección fue obtenida para resistir los criterios de estabilidad y garantizar su funcionamiento. Este muro será aplicado a una longitud de 30 metros, donde la altura del talud más desfavorable es 9 metros según la tabla 4.1.

Tabla 4.12. Datos principales para el diseño tercera sección.

DATOS.		
Altura (H):	5	m
Corona (c):	0.5	m
Punta (p):	1.2	m
Talón (T):	2.3	m
Base (B):	4	m
Espesor en la base(F):	0.5	m
Espesor (e):	0.7	m
Profundidad desplante (Df):	1.8	m
Y relleno:	1800	kg/m ³
Ángulo de inclinación β:	10	°
Ángulo de fricción interna relleno ø:	28	°
Cohesión suelo de relleno:	0.00	kg/m ²
σ admisible:	22333.3	kg/m ²
Ángulo del paramento interior del muro Ψ:	90	°

Fuente: Autora.

Tabla 4.13. Cálculo del peso propio de la estructura y sus momentos actuantes en A segunda sección.

FIGURA	ALTURA (m)	BASE (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)	PESO (kg)	BRAZO (x) (m)	BRAZO (y) (m)	MO(x) (kg.m)	MO(y) (kg.m)
Rectángulo	0.7	4	2.8	2.8	7000	2	0.35	14000	2450
Rectángulo	4.3	0.5	2.15	2.15	5375	1.55	2.85	8331.3	15319
				Σp.p=	12375		Σ mo=	22331	17769

Fuente: Autora.

Se obtiene como resultado un peso propio de la estructura, de 12375 kilogramos, teniendo en cuenta un peso específico del hormigón de 2500 kg/m³.

El volumen del relleno sobre el talón y el peso que este ejerce sobre el muro es:

Altura=	4.3	m
Ancho=	2.30	m
Vol=	10.76	m ³

Ws ó Wr=	19375.2	Kg
Brazo=	2.85	m

Así tenemos un volumen de **10.76 m³** por metro lineal de muro y un peso de relleno de **19375.2 kg**; teniendo en cuenta un peso específico del material de relleno de 1800 kg/m³, estando aplicado a 2.85 metros con respecto al punto **A**.

Al tener una variación en la dimensiones de este muro, el centro de gravedad cambia.

$$x_{cg} = \frac{\sum p \cdot p}{\sum Mo(x)} = 1.80 \text{ m}$$

$$y_{cg} = \frac{\sum p \cdot p}{\sum Mo(y)} = 1.44 \text{ m}$$

Para el cálculo de los empujes y fuerzas actuantes sobre el muro, de igual forma se aplicó estos datos en la hoja de cálculo de Excel como la anterior sección.

El caso 1, a ser analizado está compuesto por el empuje de tierra más la carga de tráfico que actúan sobre el muro.

Caso 1: Empuje de Tierra + Carga de Tráfico					
Coefficiente de presión lateral activa	$Ka = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$		Cuando existe β :		
	Ka=	0.380	$Ka = \cos\beta * \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$		
EMPUJE ACTIVO	Suelo granular				
	Ea=	8555.105 kg/m	Aplicado a 1/3*H' =	1.79	m
	Eah=	8425.134 kg/m			
	$Ea = \frac{\gamma * Ka * h^2}{2}$ GRANULAR		Ó $Ea = \frac{\gamma * Ka * H^2}{2} - 2c * \sqrt{Ka} * H$ COHESIVO		
Carga de tráfico	Etc=	1.11 Ton/m ²			
	hs=	0.58 m	$hs = \frac{ws}{\gamma_{suelo}}$		
	q=	1044 kg/m	$q = hs * \gamma_{suelo}$		
EMPUJE DE TRÁFICO	ET=	1984.784 kg/m	Aplicado a 1/2*H' =	2.69	m
	$E \text{ trafico} = q * Ka * H$				
EMPUJE TOTAL	E TOTAL=	10409.92 kg/m			

Figura 4.16. Cálculo en la hoja de Excel de los diversos empujes del caso 1, sobre la tercera sección del muro.

Fuente: Autora.

Teniendo como resultado un empuje horizontal de tierra de **8425.13 kg/m**, aplicado a **1.79 m** desde la base del muro; teniendo en cuenta que el ángulo es $\beta=10^\circ$. Además, se obtuvo un empuje de tráfico de **1984.78 kg/m**, aplicado a **2.69 m** desde la base del muro y de esta forma un empuje total de **10409.92 kg/m**.

Por lo tanto, se continúa con el análisis de los criterios de estabilidad y presiones de contacto en el caso 1.

Análisis de Estabilidad Caso 1				
Momentos estabilizantes				
	Me=	77550.57	kg*m	
Momentos de volcamiento				
	Mv=	20679.69	kg*m	
Factor de seguridad al volcamiento				
	Fsv=	3.75		CUMPLE
Resultante vertical	Rv=	31750.2	kg	
Fuerza horizontal	FH=	10409.92	kg	
coeficiente de fricción	u=	0.53	Cargas Estaticas	
Componente vertical del empuje (Ev)=		1485.58	kg/m	Existe
Coeficiente modificado de cohesión C´=		0	kg/m ²	
Fuerza de rozamiento	Fr=	17671.78	kg	
Componente horizontal de Empujes (Eh)=		10409.9184	kg/m	
Factor de seguridad al Deslizamiento				
	Fsd=	1.70		CUMPLE
Factor de seguridad al Deslizamiento				
emax=	0.67	m	Factores a cumplir:	
xr=	1.79	m		
ex=	0.21	m	emax >= ex	CUMPLE
σ max=	10423.62	kg/m ²		
σ min=	5451.48	kg/m ²	σ adm > σ max	CUMPLE

Figura 4.17. Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 1, en la tercera sección del muro.

Fuente: Autora.

Así podemos concluir que la sección de este muro, cumple para todos los empujes y fuerzas que actúan sobre la estructura en este caso de análisis; los criterios de estabilidad al volcamiento, deslizamiento y presiones de contacto, son comparados con los valores para cargas estáticas planteados según la NEC 2015.

El caso 2, a ser analizado está formado por el empuje de tierra más la presencia de sismo sobre el muro.

Caso 2: Empuje de Tierra + Sismo			
De acuerdo a la ubicación del muro según la NEC 2015 se considera lo siguiente:			CUENCA
Empuje activo de tierra (Ea) =	8425.134	kg/m	Aplicado a 1/3*H' = 1.79 m
Aceleración del suelo (Z)=	0.25	g	
Coefficiente sísmico horizontal (Csh) =	0.125		
Coefficiente sísmico vertical (Csv) =	0.0875		
Fuerza sísmica por peso propio (Fspp)=	1546.88	Kg/m	
θ =	7.80	°	0.136
			Rad
u=	0.34	Cargas dinámicas	$u = \frac{z}{3} + \phi$
$Kas = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{(\text{sen}(\psi - \delta - \theta)) * (\text{sen}(\psi + \beta))}}\right)^2}$			
Caso 1:	$\beta < \phi - \theta$		caso1
caso2:	$\beta > \phi - \theta$		
Coefficiente de presión dinámica activa (Kas)=		0.520	
Incremento dinámico del empuje activo por carga sísmica:			
$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} * \gamma s * H^2\right) * (Kas - Ka) * (1 - Csv)$			
$\Delta DEa =$	3333.126	Kg/m	Aplicado a 2/3*H' = 3.59 m
Fuerza sísmica por peso propio de la estructura:			
$Fspp = Csh * p.p$			
Fspp =	1546.875	Kg/m	
EMPUJE TOTAL			
		E TOTAL=	13305.14 kg/m

Figura 4.18. Cálculo en la hoja de Excel de los diversos empujes del caso 2, sobre la tercera sección del muro.

Fuente: Autora.

Teniendo así un incremento dinámico de **3333.12 kg/m** aplicado a **3.59 m**, medidos desde la base del muro, una fuerza sísmica por peso propio de la estructura de **1546.87 kg** sobre metro lineal de muro; obteniendo de esta forma un empuje total que soporta este muro de **13305.14 kg/m**.

Por lo tanto se continúa con el análisis de los criterios de estabilidad y presiones de contacto en el caso 2.

Análisis de Estabilidad Caso 2				
Momentos estabilizantes				
	Me=	77550.57	kg*m	
Momentos de volcamiento				
	Mv=	29285.58	kg*m	
Factor de seguridad al volcamiento				
	Fsv=	2.65		CUMPLE
Resultante vertical		Rv=	31750.2	kg
Fuerza horizontal		FH=	13305.14	kg
coeficiente de fricción		u=	0.34	Cargas Dinamicas
Componente vertical del empuje (Ev)=			1463.01	kg/m
Coeficiente modificado de cohesión C´=			0	kg/m ²
Fuerza de rozamiento		Fr=	11220.52	kg
Componente horizontal de Empujes (Eh)=			13305.13526	kg/m
Factor de seguridad al Deslizamiento				
	Fsd=	0.84		NO CUMPLE, COLOCAR DENTELLÓN
Presiones de contacto				
emax=	0.667	m	Factores a cumplir:	
xr=	1.520	m		
ex=	0.480	m	emax >= ex	CUMPLE
σ max=	13650.83	kg/m ²		
σ min=	2224.27	kg/m ²	σ adm > σ max	CUMPLE

Figura 4.19. Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 2, en la tercera sección del muro.

Fuente: Autora.

De la misma manera, los criterios de estabilidad al volcamiento, deslizamiento y presiones de contacto, son comparados con los valores para cargas dinámicas planteados según la NEC 2015. Podemos observar que debido a la presencia de cargas dinámicas sobre el muro, la estabilidad al deslizamiento no cumple; por este motivo se puede aumentar la base o colocar un dentellón.

Tabla 4.14. Datos para el cálculo del dentellón tercera sección.

Datos:		
hd=	0.5	m
bd=	0.5	m
γ s natural=	1672	kg/m ³
φ s natural=	25	°
c s. natural=	0.5	kg/cm ²

Fuente: Autora.

Por lo tanto, se realizará los diversos cálculos para el dentellón y poder nuevamente evaluar el análisis del cumplimiento de los factores de estabilidad y presiones de contacto del muro.

Dentellón			
Coefficiente lateral de presión pasiva:			
	Kp=	2.46	
Presión pasiva superior:			
	σps=	7415.39	kg/m ²
Presión pasiva inferior:			
	σpi=	9475.22	kg/m ²
Empuje pasivo:			
	Ep=	4222.65	kg/m
Peso propio del dentellón		Ppd=	625 kg
Peso propio total =		Pptotal=	13000 kg
Fuerza de rozamiento		Fr=	19835.00 kg
Componente horizontal de Empujes (Eh)=		13305.14	kg/m

Figura 4.20. Cálculo de las acciones generadas por la presencia del dentellón, en la tercera sección del muro.

Fuente: Autora.

Factor de seguridad al Deslizamiento			
	Fsd=	1.49	CUMPLE
Momentos estabilizantes			
	Me=	78678.41 kg*m	
Momentos de volcamiento			
	Mv=	29285.58 kg*m	
Factor de seguridad al volcamiento			
	Fsv=	2.69	CUMPLE
Presiones de contacto			
0.67	m	Factores a cumplir:	
1.526	m		
0.47	m	$\sigma_{max} \geq \sigma_{ex}$	CUMPLE
13852.89	kg/m^2		
2334.71	kg/m^2	$\sigma_{adm} > \sigma_{max}$	CUMPLE

Figura 4.21. Verificación en la hoja de Excel, sobre los criterios de estabilidad y presiones de contacto del caso 2, en la tercera sección del muro con la presencia del dentellón.

Fuente: Autora.

Finalmente al generar un dentellón el muro gana notablemente estabilidad, lo cual genera un nuevo dimensionamiento en esta sección.

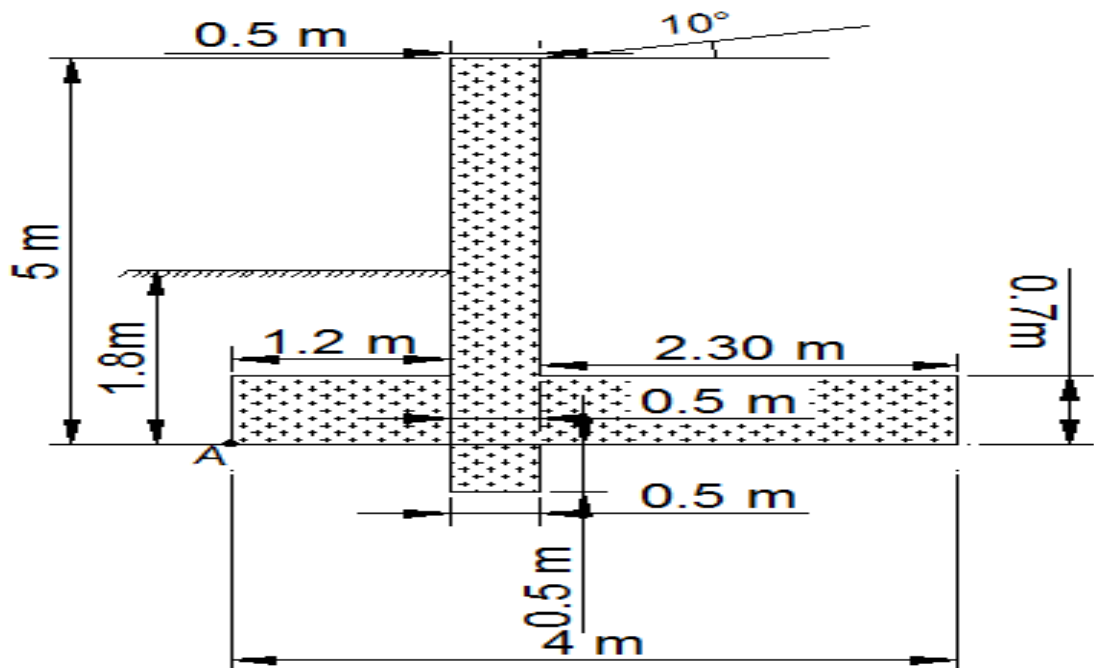


Figura 4.22. Dimensionamiento final, tercera sección.

Fuente: Autora.

4.3. APORTE TÉCNICO EN EL SOFTWARE CYPE

Para la definición del armado de hierro en las tres secciones de la estructura de contención, se utilizó el software CYPE; en este programa se ingresó los datos y las acciones a las cuales estará sometida la misma, para la respectiva verificación del cumplimiento en todo el muro a lo largo de sus tres secciones.

Por lo tanto, se ingresó los siguientes datos en el programa:

- Norma: ACI 318M-11 (USA)
- Hormigón: $f_c=240 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de barras: Grado 60 (Latinoamérica)
- Recubrimiento en el intradós del muro: 3.5 cm
- Recubrimiento en el trasdós del muro: 7.5 cm
- Recubrimiento superior de la fundación: 7.5 cm
- Recubrimiento inferior de la fundación: 7.5 cm
- Recubrimiento lateral de la fundación: 7.5 cm
- Tamaño máximo del agregado: 30 mm
- Longitud del muro en planta: 6.00 m
- Sin juntas de retracción
- Tipo de fundación: Zapata corrida
- Ángulo talud: 10 grados
- Evacuación por drenaje: 100 %
- Porcentaje de empuje pasivo: 50 %
- Cota empuje pasivo: 1.10 m
- Tensión admisible: 2.23 kg/cm^2

De esta manera, luego del ingreso de estos datos, los materiales y la descripción del terreno obtenemos un esquema del muro, el cual precedemos a calcular en este programa.

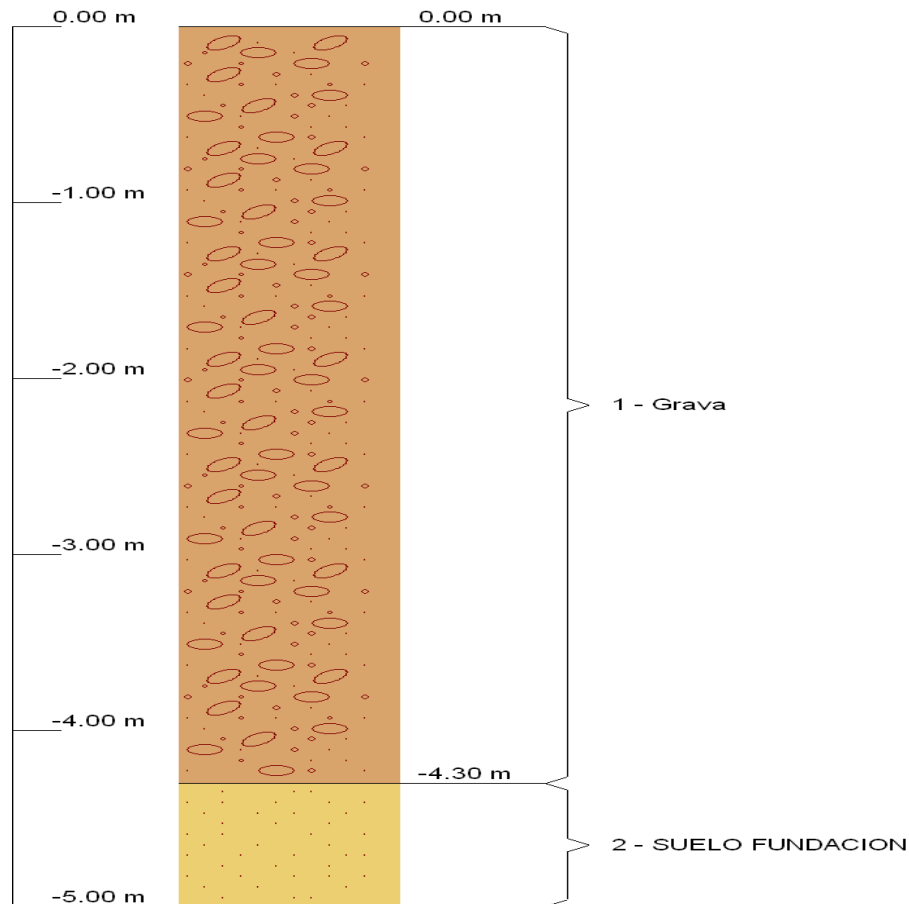


Figura 4.23. Sección vertical del terreno en toda la estructura de contención.

Fuente: (CYPE, 2015.e)

Para el material de relleno se tomó un suelo con un peso específico de **1800 kg/m³** y en el suelo de fundación de **1672 kg/m³**. De esta forma, se consideró un drenaje y la presencia de una carga de tráfico pesado, debido a que por esta zona ingresan todo tipo de vehículos.

A continuación, se establece la geometría del muro, la cual fue obtenida en el diseño, después del cálculo realizado en la hoja de Excel y la misma ha sido considerada para el CYPE.

4.3.1. CÁLCULO Y DEFINICIÓN DEL ARMADO DE HIERRO EN EL SOFTWARE CYPE

El cálculo en el CYPE, fue realizado para obtener un armado de hierro en base al diseño establecido anteriormente, el cual garantiza la estabilidad y funcionamiento de toda la estructura de contención.

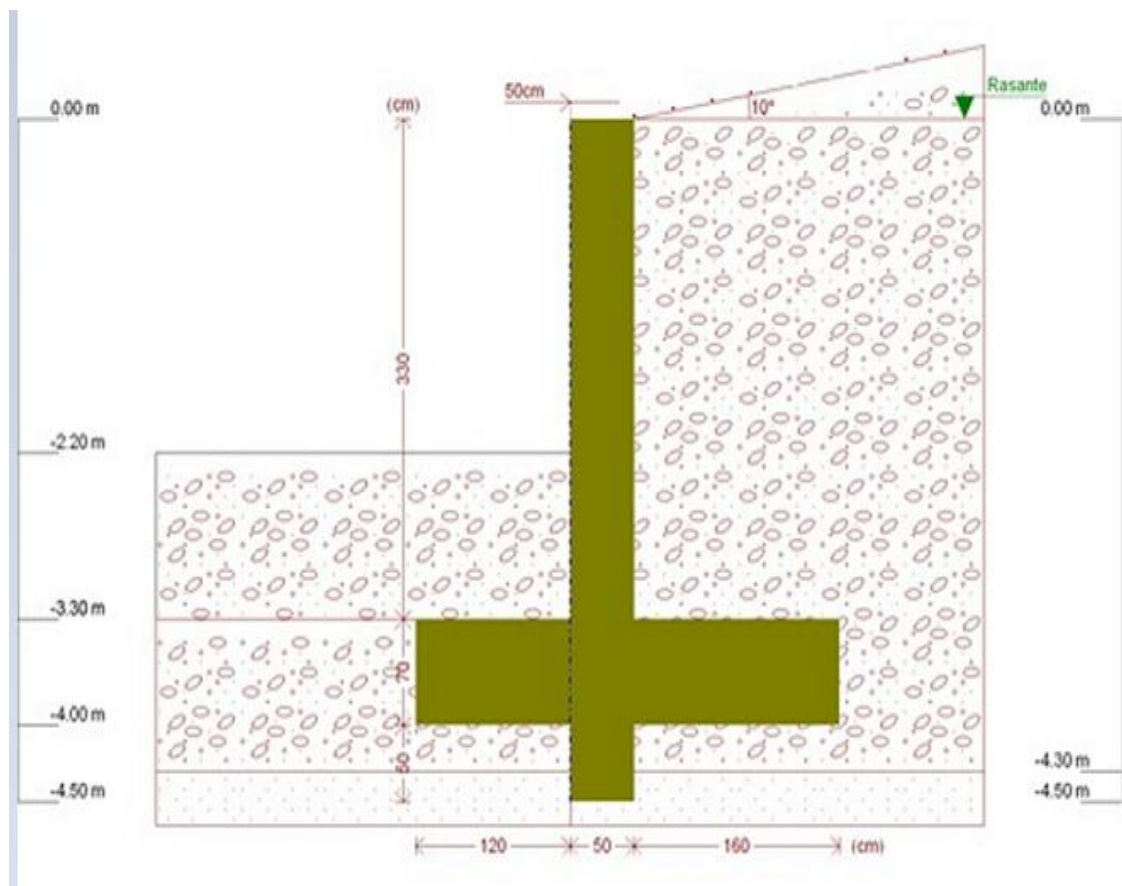


Figura 4.24. Geometría de la primera sección de la estructura de contención.

Fuente: (CYPE, 2015.e).

De esta forma tenemos el siguiente cálculo realizado en el programa, el cual nos dará un armado de hierro optimizado, en todas las partes que conforman el muro durante la primera sección; según la figura 4.6, donde se observa las medidas finales de la primera sección del muro, en la cual se verificó su cumplimiento, ante acción de las fuerzas cortantes y momentos flectores.

Tabla 4.15.Memoria de cálculo y armado de hierro en la pantalla de la primera sección de la estructura de contención.

Referencia: Muro: Sección 1 (H=4M)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 96.79 t/m Calculado: 7.72 t/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.5.3.2</i>	Mínimo: 19 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 4 cm	
- Trasdós:	Calculado: 14 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 14 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i>	Máximo: 45 cm	
- Trasdós:	Calculado: 15 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 (-3.30 m):	Calculado: 0.00104	Cumple
- Intradós (-3.30 m):	Calculado: 0.00104	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio de CYPE Ingenieros (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i>	Calculado: 0.00104	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00078	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00012	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.30 m): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2</i>	Mínimo: 0.00075 Calculado: 0.00392	Cumple

Referencia: Muro: Sección 1 (H=4M)		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: - Trasdós (-3.30 m): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5.1</i>	Mínimo: 0.00339 Calculado: 0.00392	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: - Intradós (-3.30 m): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 14.3.2</i>	Mínimo: 0.0006 Calculado: 0.00062	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: - (0.00 m): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.9.1</i>	Máximo: 0.08 Calculado: 0.00455	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i> - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 4 cm Calculado: 20 cm Calculado: 23 cm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.5</i> - Armadura vertical Trasdós: - Armadura vertical Intradós:	Máximo: 45 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 11.2.1.2</i>	Máximo: 26.13 t/m Calculado: 6.02 t/m	Cumple
Verificación de la fisuración por tensión en barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.6.4</i>	Máximo: 2.4791 t/cm ² Calculado: 0.862361 t/cm ²	Cumple
Longitud de empalme: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.15.1</i> - Base trasdós: - Base intradós:	Mínimo: 1.62 m Calculado: 1.65 m Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 35 cm Calculado: 35 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple Cumple

Referencia: Muro: Sección 1 (H=4M)		
Comprobación	Valores	Estado
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 3.3 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Fuente: (CYPE, 2015.e)

Tabla 4.16.Memoria de cálculo y armado de hierro en la zapata de la primera sección de la estructura de contención.

Referencia: Zapata corrida: Sección 1 (H=4M)		
Comprobación	Valores	Estado
Altura mínima: - Zapata: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 15.7</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 70 cm	Cumple
Flexión en zapata: - Armado superior trasdós: - Armado inferior trasdós: - Armado inferior intradós: - Momento pésimo en el tacón:	Mínimo: 2.8 cm ² /m Calculado: 7.54 cm ² /m Mínimo: 0 cm ² /m Calculado: 7.54 cm ² /m Mínimo: 2.18 cm ² /m Calculado: 7.54 cm ² /m Mínimo: 1.98 cm ² /m Calculado: 5.23 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: 39.41 t/m Calculado: 4.81 t/m Máximo: 39.41 t/m Calculado: 3.96 t/m Máximo: 26.8 t/m Calculado: 1.84 t/m	Cumple Cumple Cumple
- 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>	Mínimo: 15 cm Calculado: 60.1 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple Cumple

Referencia: Zapata corrida: Sección 1 (H=4M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior intradós (Patilla): <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.5.1</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: 48.5 cm Calculado: 60 cm	Cumple
- Armadura transversal del tacón: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 12.2.2</i>	Mínimo: 40.4 cm Calculado: 41 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Criterio de CYPE Ingenieros.</i>	Mínimo: #3	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø12	Cumple
- Armadura longitudinal del tacón:	Calculado: Ø3/8"	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Calculado: Ø10	Cumple
Separación máxima entre barras:	Máximo: 45 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 4 cm	
- Armado longitudinal rama horizontal tacón:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado transversal del tacón:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado longitudinal rama vertical tacón:	Calculado: 41 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 7.12.2.1</i>	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00107	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00107	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00107	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00107	Cumple
- Armadura longitudinal del tacón:	Calculado: 0.00114	Cumple

Referencia: Zapata corrida: Sección 1 (H=4M)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura transversal del tacón:	Calculado: 0.00104	Cumple
Cuántía mecánica mínima: <i>Norma ACI 318M-11. Artículo 10.5</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 0.00041 Calculado: 0.00107	Cumple
- Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.00053 Calculado: 0.00107	Cumple
- Armadura transversal del tacón:	Mínimo: 0.00052 Calculado: 0.00104	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Fuente: (CYPE, 2015.e)

Por lo tanto, como se observa en las tablas 4.15 y 4.16, establecidas por el CYPE las cuales garantizan el cumplimiento de toda estructura; para los valores de secciones y separaciones tanto mínimas como máximas. De esta manera, podemos concluir en la siguiente tabla el armado de hierro necesario para la pantalla y la zapata de esta sección.

Tabla 4.17. Resumen de hierro necesario en la primera sección del muro.

CORONACIÓN				
Armado superior: 3Ø12				
Anclaje intradós / trasdós: 40 / 35 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/25 Empalme: 0.3 m	Ø12c/15	Ø25c/25 Empalme: 1.65 m	Ø12c/15
ZAPATA				
Armado	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12c/15	Ø12c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 60 cm		
Inferior	Ø12c/15	Ø12c/15		
Tacón	4Ø12"	Ø12c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 41 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Fuente: (CYPE, 2015.e)

Debido al cálculo realizado y a la optimización del hierro, el armado será colocado de la siguiente manera:

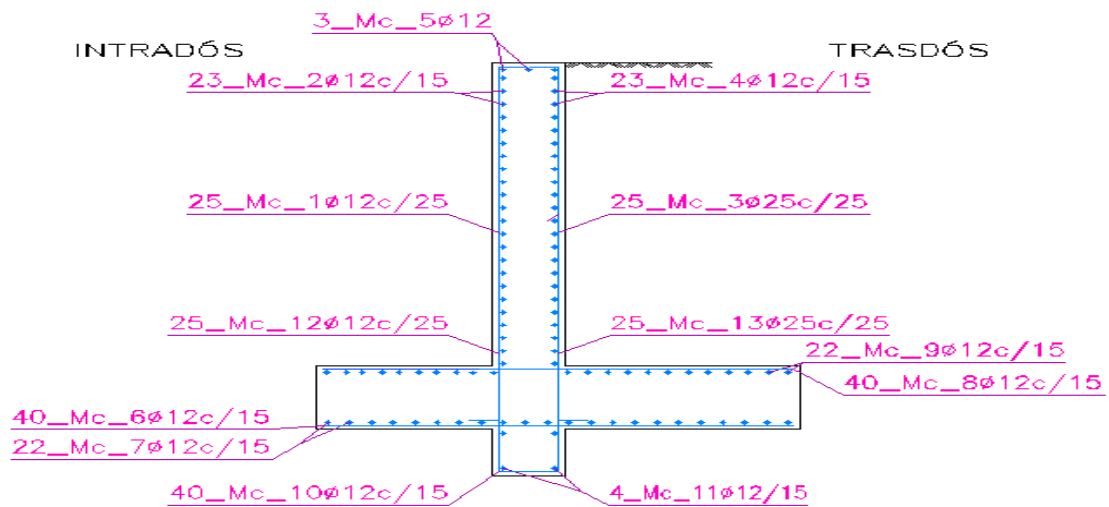


Figura 4.25. Armado del hierro primera sección.

Fuente: (CYPE, 2015.e).

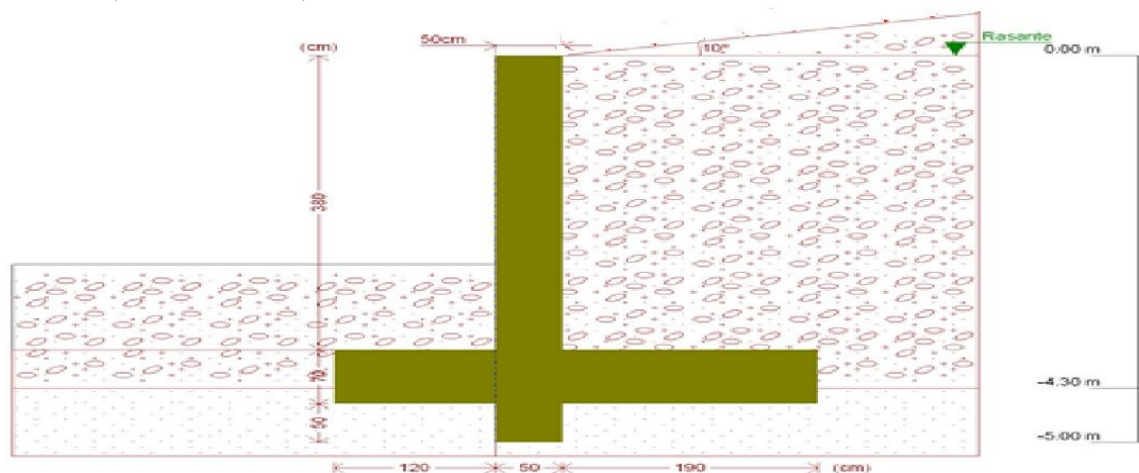


Figura 4.26. Geometría de la segunda sección de la estructura de contención.

Fuente: (CYPE, 2015.e).

De igual manera se ingresaron los datos correspondientes a la segunda sección del muro en el programa, el cual generó de forma similar los cálculos, en las tablas expuestas anteriormente; ya que en esta sección varía la altura. Entonces tenemos como resultado final el armado de hierro, el mismo que fue optimizado después de la verificación del cumplimiento de los diversos criterios para secciones y separaciones tanto mínimas como máximas.

Tabla 4.18. Resumen del hierro necesario en la segunda sección del muro.

CORONACIÓN				
Armado superior: 3Ø12				
Anclaje intradós / trasdós: 40 / 35 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/25 Empalme: 0.3 m	Ø12c/15	Ø25c/25 Empalme: 1.65 m	Ø12c/15
ZAPATA				
Armado	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12c/15	Ø12c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 60 cm		
Inferior	Ø12c/15	Ø12c/15		
Tacón	4Ø12	Ø12c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 41 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Fuente: (CYPE, 2015.e).

El armado será colocado de la siguiente manera, después de haber sido optimizado en toda la sección analizada:

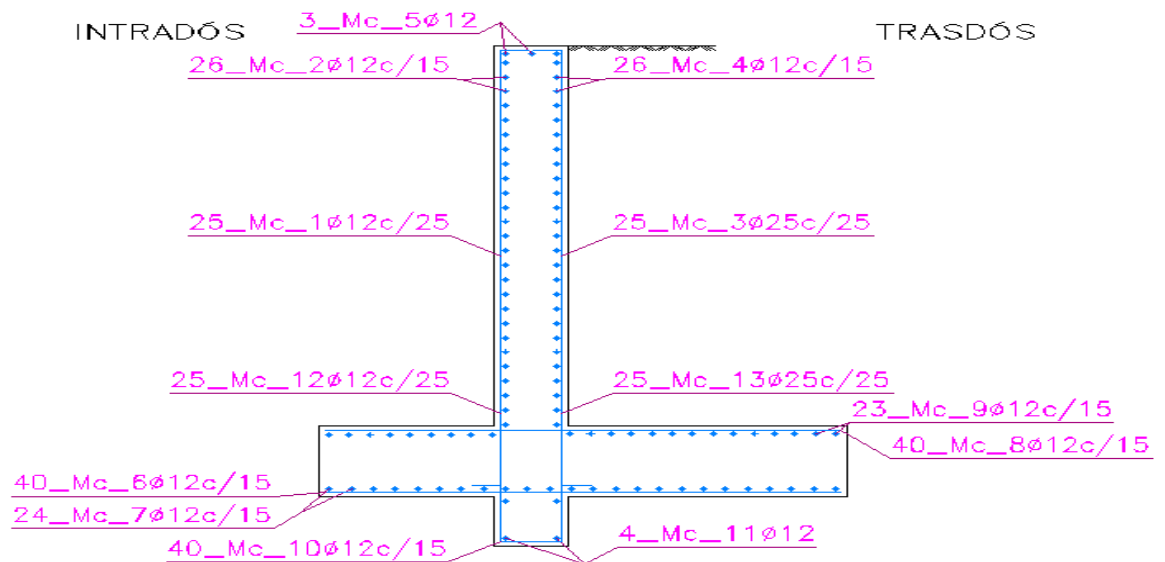


Figura 4.27. Armado del hierro segunda sección.

Fuente: (CYPE, 2015.e).

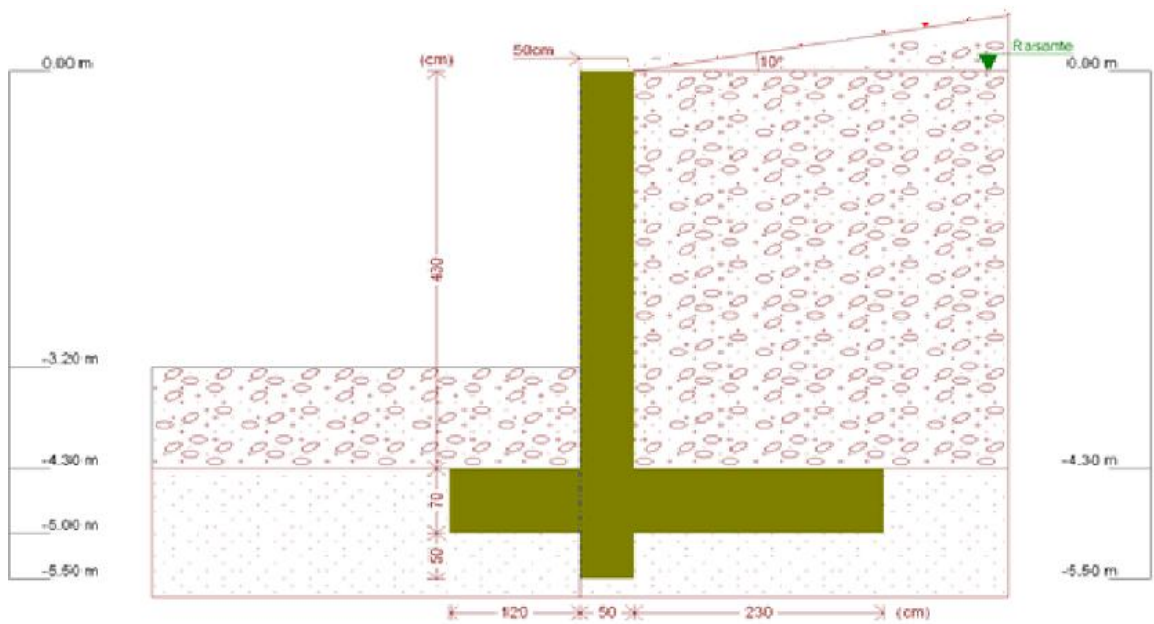


Figura 4.28. Geometría de la tercera sección de la estructura de contención.

Fuente: (CYPE, 2015.e).

En la tercera sección de la misma manera se ingresó los datos correspondientes del muro en el programa, el cual generó de forma similar los cálculos, en las tablas expuestas en la primera sección; ya que en esta sección igual varía la altura.

Tabla 4.19. Resumen del hierro necesario en la tercera sección del muro.

CORONACIÓN				
Armado superior: 3Ø12				
Anclaje intradós / trasdós: 40 / 35 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/25 Empalme: 0.3 m	Ø12c/15	Ø25c/25 Empalme: 1.65 m	Ø12c/15
ZAPATA				
Armado	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø12c/15	Ø16c/20 Patilla Intradós / Trasdós: - / - cm		
Inferior	Ø12c/15	Ø12c/15		
Tacón	4Ø12	Ø12c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 41 cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Fuente: (CYPE, 2015.e).

Tenemos como resultado final el armado de hierro, el mismo que fue optimizado después de la verificación del cumplimiento de los diversos criterios para secciones y separaciones tanto mínimas como máximas, como en las anteriores secciones.

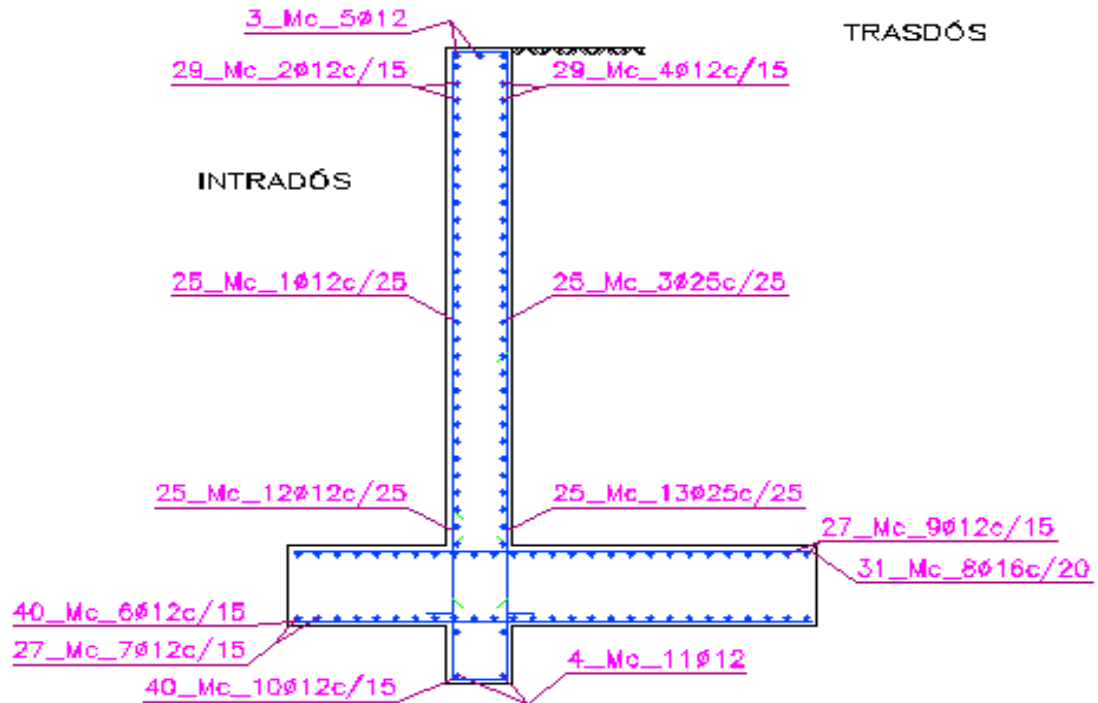


Figura 4.29. Armado del hierro tercera sección.

Fuente: (CYPE, 2015.e).

4.4. DEFINICIÓN DEL DISEÑO TOTAL DEL MURO TIPO MÉNSULA

Después de realizados los cálculos de verificación y cumplimiento, en cada sección de la estructura de contención; se obtuvo el diseño final a lo largo de noventa metros de longitud, en secciones de treinta metros a distintas alturas.

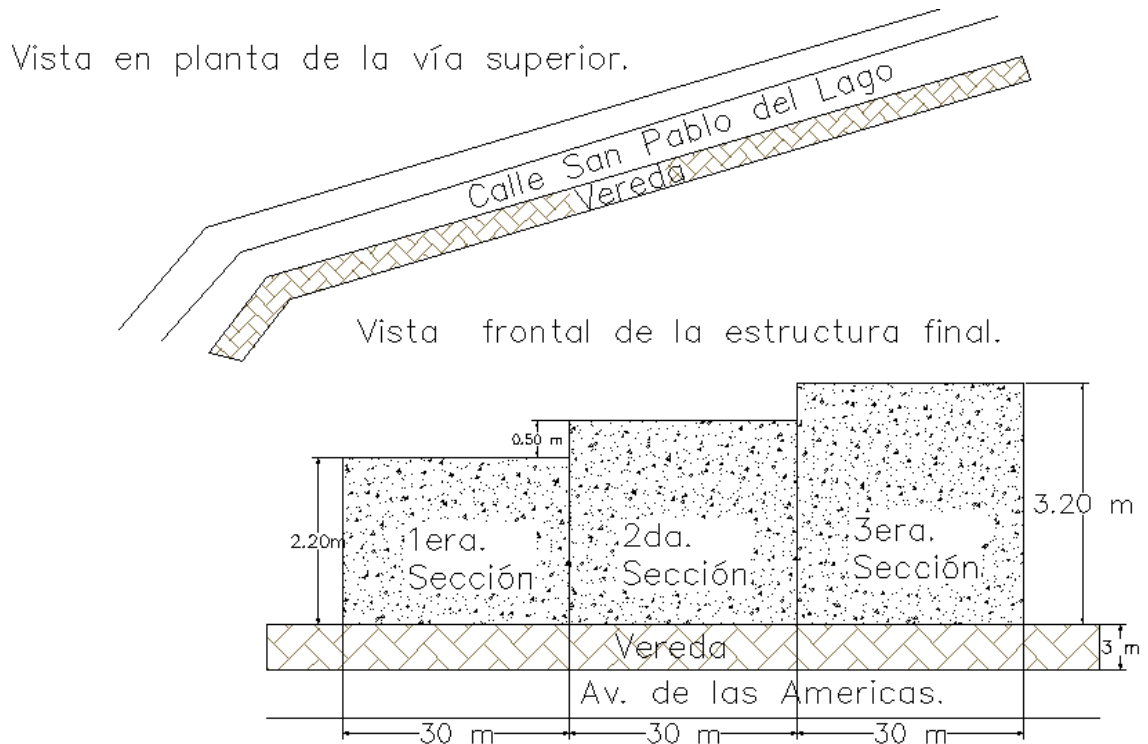


Figura 4.30. Esquema final del diseño de la estructura de contención.

Fuente: Autora.

La primera sección cubrirá una altura de 2.20 m desde el nivel de la avenida de las Américas, hasta cubrir los primeros 30 m, se construirá en módulos de 6 m y teniendo en cuenta que el muro tendrá una profundidad de desplante de 1.80 m. De igual manera, la segunda sección será construida a lo largo de los siguientes 30 m de longitud, cubriendo así ya los 60 m de talud a estabiliza; esta sección estará conformada de forma similar a la anterior en módulos de 6 m y cubrirá una altura de 2.70 m desde la avenida de las Américas, con una profundidad de desplante igual de 1.80 m.

Y finalmente, la última sección deberá cubrir 3.20 m de altura, desde el nivel de la vía y de igual forma tendrá una profundidad de desplante de 1.80 m, hasta cubrir los últimos 30 m; finalizando, así una longitud de 90 m, los cuales son necesarios para estabilizar el talud.

El material de relleno a ser utilizado, deberá ser colocado en la parte superior con una inclinación de 10 grados con respecto a la horizontal; teniendo así un talud inclinado, hasta llegar a una pequeña vereda en la parte superior, que deberá estar junto a la calle San Pablo del Lago; podrá ser aprovechado además para la colocación de jardineras por parte del GAD municipal del cantón Cuenca, de forma estética en el sector.

En la parte inferior del muro se ha considerado de igual forma la implementación de una vereda de 3 metros de ancho, para la libre circulación peatonal, puesto que el paramento exterior del muro será completamente vertical y quedará a criterio de la municipalidad su diseño final en las dos veredas propuestas.

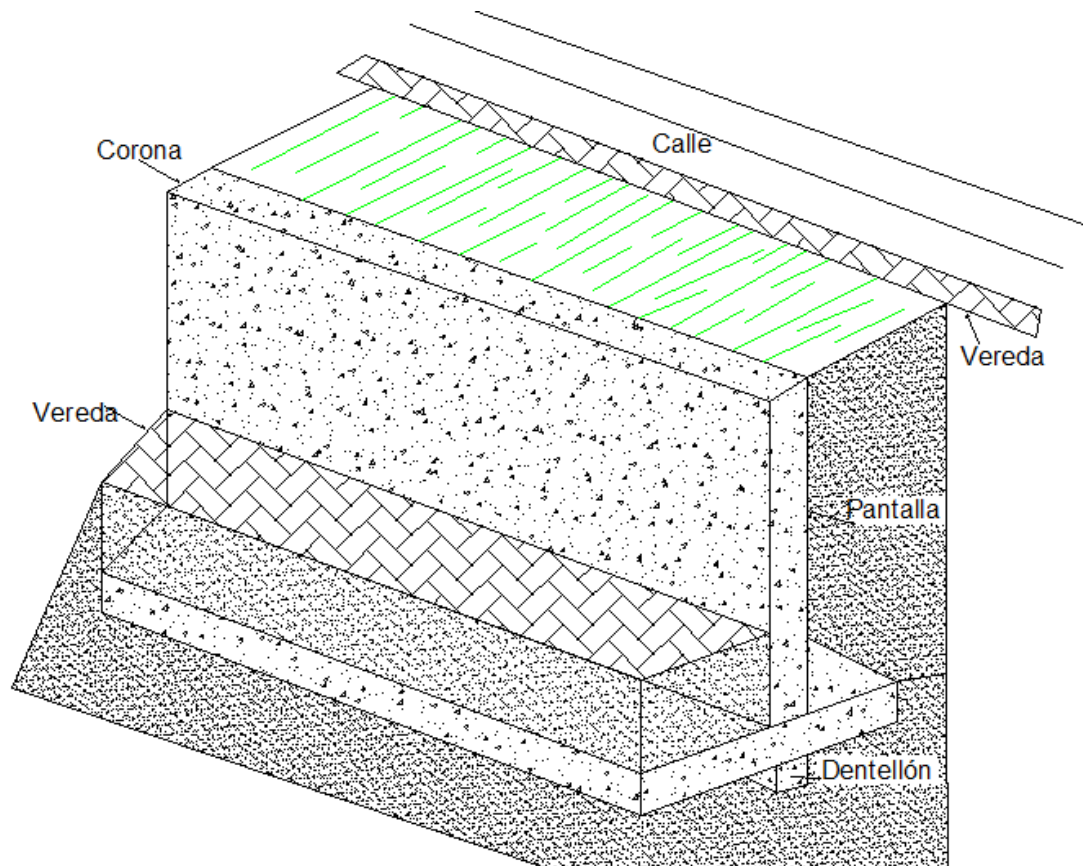


Figura 4.31. Esquema final de diseño en cada módulo.

Fuente: Autora.

CAPÍTULO V

ESTUDIO ECONÓMICO

5.1. PRESUPUESTO REFERENCIAL

Tabla 5.1. Presupuesto.

Presupuesto								
Oferente:								
Ubicación:		Sector de Quinta Chica						
Fecha:		09/07/2015						
PRESUPUESTO								
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total		
1		Obras preliminares				14,303.93		
1,001	501001	Desbroce y limpieza	m ²	500.00	2.86	1,431.60		
1,002	501002	Replanteo y Nivelación	m ²	360.00	1.77	637.18		
1,003	501003	Excavación a maquina	m ³	1,578.00	6.33	9,994.42		
1,004	501004	Desalojo	m ³	838.78	2.67	2,240.73		
2		Cimentación				48,301.18		
2,001	502001	Excavación manual en terreno sin clasificar de 0-3 m (2)	m ³	36.00	8.89	320.20		
2,002	502002	Replanto de piedra	m ²	49.05	9.31	456.61		
2,003	502003	Hormigón simple f'c= 180 kg/cm ²	m ³	16.35	108.85	1,779.77		
2,004	502004	Relleno compactado con material de mejoramiento	m ³	84.60	25.21	2,132.53		
2,005	502005	Acero de refuerzo fy=4200 kg/ cm ² (incluye corte y doblado)	kg	1727.1	2.59	4,480.17		
2,006	502006	Encofrado lineal de madera	ml	360.00	16.27	5,858.57		
2,007	502007	Hormigón simple f'c= 240 kg/ cm ²	m ³	251.40	132.35	33,273.34		
3		Estructura (pantalla)				58,387.90		
3,001	502005	Acero de refuerzo fy=4200 kg/ cm ² (incluye corte y doblado)	Kg	3488.5	2.59	9049.31		
3,002	503001	Mechinales 3"	ml	270.00	7.56	2040.55		
3,003	503002	Encofrado de madera para Muros	m ²	342.00	13.24	4529.30		
3,004	502007	Hormigón simple f'c= 240 kg/ cm ²	m ³	171.00	132.35	22632.23		
3,001	502004	Relleno compactado con material de mejoramiento	m ³	798.84	25.21	20136.52		
SUBTOTAL						120,993.01		
IVA								
TOTAL						135,512.17		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Son:</td> <td style="text-align: center;">CIENTO TREINTA Y CINCO MIL QUINIENTOS DOCE CON 17/100 DÓLARES</td> </tr> </table>							Son:	CIENTO TREINTA Y CINCO MIL QUINIENTOS DOCE CON 17/100 DÓLARES
Son:	CIENTO TREINTA Y CINCO MIL QUINIENTOS DOCE CON 17/100 DÓLARES							

Fuente: Autora.

5.2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Tabla 5.2. Análisis precio unitario desbroce y limpieza.

Análisis de Precios Unitarios		29-dic-15
Item:	1,001	
Código:	501001	
Descrip.:	Desbroce y limpieza	
Unidad:	m ²	

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	%MO	5%MO			0.16
Subtotal de Equipo:						0.16

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
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
401001	Peón		1.0000	3.18	0.7000	2.23
Subtotal de Mano de Obra:						2.23

Costo Directo Total: 2.39

COSTOS INDIRECTOS	
20 %	0.48

Precio Unitario	
Total.....	2.86

Son:	DOS CON 86/100 DÓLARES
-------------	------------------------

Fuente: Autora.

Tabla 5.3. Análisis precio unitario replanteo y nivelación.

Análisis de Precios Unitarios		29-dic-15
Item:	1,002	
Código:	501002	
Descrip.:	Replanteo y Nivelación	
Unidad:	m ²	

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	%MO	5%MO			0.05
100001	Nivel	Hora	1.0000	0.50	1.0000	0.50
Subtotal de Equipo:						0.55

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
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
403004	Topógrafo		1.0000	3.57	0.0130	0.05
401001	Peón		1.0000	3.18	0.0130	0.04
402001	Albañil		1.0000	3.22	0.2600	0.84
Subtotal de Mano de Obra:						0.92

Costo Directo Total: 1.47

COSTOS INDIRECTOS
20 % 0.29

Precio Unitario Total.....	1.77
-----------------------------------	-------------

Son:	UNO CON 77/100 DÓLARES
-------------	------------------------

Fuente: Autora.

Tabla 5.4. Análisis precio unitario excavación a máquina.

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	1,003					
Código:	501003					
Descrip.:	Excavación a maquina					
Unidad:	m ³					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	0.04	0.50	1.0000	0.02
102004	Retroexcavadora-Cargadora	hora	0.04	30.00	1.0000	1.20
Subtotal de Equipo:						1.22
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
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
404008	Operador C1		1.0000	3.57	0.6000	2.14
405002	Ayudante de maquinaria		1.0000	3.22	0.2000	0.64
401001	Peón		1.0000	3.18	0.4000	1.27
Subtotal de Mano de Obra:						4.06
Costo Directo Total:						5.28
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						1.06
Precio Unitario Total						6.33
Son: SEIS CON 33/100 DÓLARES						

Fuente: Autora.

Tabla 5.5. Análisis precio unitario desalojo.

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	1,004					
Código:	501004					
Descrip.:	Desalojo					
Unidad:	m ³					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102005	Volquete	hora	0.033	30.00	1.0000	0.99
102006	Cargadora	hora	0.033	26.00	1.0000	0.86
Subtotal de Equipo:						1.85
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
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
404001	Operador C1		1.0000	3.57	0.0330	0.12
406001	Chofer E		1.0000	4.67	0.0330	0.15
405002	Ayudante de maquinaria		1.0000	3.22	0.0330	0.11
Subtotal de Mano de Obra:						0.38
Costo Directo Total:						2.23
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						0.45
Precio Unitario Total.....						2.67
Son:		DOS CON 67/100 DÓLARES				

Fuente: Autora.

Tabla 5.6. Análisis precio unitario excavación manual en terreno sin clasificar de 0-3 m.

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	2,001					
Código:	502001					
Descripción:	Excavación manual en terreno sin clasificar de 0-3 m					
Unidad:	m ³					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	%MO	5%MO			0.40
Subtotal de Equipo:						0.40
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
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
401001	Peón		2.0000	3.18	0.9000	5.72
402001	Albañil		1.0000	3.22	0.4000	1.29
Subtotal de Mano de Obra:						7.01
Costo Directo Total:						7.41
COSTOS INDIRECTOS						
20 %						1.48
Precio Unitario Total						8.89
Son:	OCHO CON 89/100 DÓLARES					

Fuente: Autora.

Tabla 5.7. Análisis precio unitario replantillo de piedra.

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	2,002					
Código:	502002					
Descrip.:	Replantillo de piedra					
Unidad:	m ²					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	hora	0.6000	0.50	1.0000	0.30
Subtotal de Equipo:						0.30
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201015	Piedra	m ³	0.2	25.00		5.00
Subtotal de Materiales:						5.00
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
401001	Peón		2.0000	3.18	0.4000	2.54
402001	Albañil		1.0000	3.22	0.3000	0.97
Subtotal de Mano de Obra:						2.46
Costo Directo Total:						7.76
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						1.55
Precio Unitario Total						9.31
Son:	NUEVE CON 31/100 DÓLARES					

Fuente: Autora.

Tabla 5.8.Análisis precio unitario hormigón simple f'c= 180 kg/cm².

Análisis de Precios Unitarios		29-dic-15
Item:	2,003	
Código:	502003	
Descrip.:	Hormigón simple f'c= 180 kg/cm ²	
Unidad:	m ³	

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	Hora	2.5	0.50	1.0000	1.25
102008	Concretará	Hora	1.0000	2.50	1.0000	2.50
102009	Vibrador	hora	1.0000	2.50	1.0000	2.50
Subtotal de Equipo:						6.25

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201001	Cemento	Saco	5.8000	7.85		45.53
202002	Grava	m ³	0.76	24.27		18.45
202001	Arena	m ³	0.56	22.32		12.50
203001	Agua	m ³	0.0500	0.35		0.02
Subtotal de Materiales:						76.49

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
401001	Peón		2.0000	3.18	1.0000	6.36
402001	Albañil		1.0000	3.22	0.5000	1.61
Subtotal de Mano de Obra:						7.97

Costo Directo Total: 90.71

COSTOS INDIRECTOS

20.00 % 18.14

Precio Unitario Total	108.85
------------------------------------	---------------

Son:	CIENTO OCHO CON 85/100 DÓLARES
-------------	---------------------------------------

Fuente: Autora.

Tabla 5.9.Análisis precio unitario relleno compactado con material de mejoramiento.

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	2,004					
Código:	502004					
Descrip.:	Relleno compactado con material de mejoramiento					
Unidad:	m ³					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102003	Vibro apisonador	Hora	1.0000	1.80	1.0000	1.80
Subtotal de Equipo:						1.80
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
202004	Material de mejoramiento incluye cargado y transporte	m ³	1.0000	12.50		12.50
Subtotal de Materiales:						12.50
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
401001	Peón		2.0000	3.18	0.7000	4.45
402001	Albañil		1.0000	3.22	0.7000	2.25
Subtotal de Mano de Obra:						6.71
Costo Directo Total:						21.01
COSTOS INDIRECTOS						
20 %						4.20
Precio Unitario Total						25.21
Son:	VEINTE Y CINCO CON 21/100 DÓLARES					

Fuente: Autora.

Tabla 5.10. Análisis precio unitario acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (incluye corte y doblado).

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	2,005					
Código:	502005					
Descrip.:	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (incluye corte y doblado)					
Unidad:	Kg					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	%MO	5%MO			0.03
Subtotal de Equipo:						0.03
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
203002	Acero de refuerzo	kg	1.0000	1.40		1.40
203064	Alambre de amarre	kg	0.0500	1.27		0.06
Subtotal de Materiales:						1.46
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
401001	Peón		1.0000	3.18	0.2000	0.64
402001	Albañil		1.0000	3.22	0.0100	0.03
Subtotal de Mano de Obra:						0.67
Costo Directo Total:						2.16
COSTOS INDIRECTOS						
20 %						0.43
Precio Unitario Total.....						2.59
Son:	DOS CON 59/100 DÓLARES					

Fuente: Autora.

Tabla 5.11. Análisis precio unitario encofrado lineal de madera (una cara).

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	2,006					
Código:	502006					
Descrip.:	Encofrado lineal de madera (una cara)					
Unidad:	MI					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	%MO	5%MO			0.53
Subtotal de Equipo:						0.53
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
203004	Clavos de 2 1/2"	kg	0.1700	2.15		0.37
203005	Tabla de encofrado	m	4.0000	1.00		4.00
203068	Tiras 4 x 5 cm eucalipto * 3m	m	4.0000	0.50		2.00
Subtotal de Materiales:						6.37
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
401001	Peón		1.0000	3.18	1.0000	3.18
402001	Albañil		1.0000	3.22	0.7500	2.42
403002	Maestro mayor en ejecución de obras civiles		1.0000	3.57	0.3000	1.07
Subtotal de Mano de Obra:						6.67
Costo Directo Total:						13.56
COSTOS INDIRECTOS						
20 %						2.71
Precio Unitario Total						16.27
Son:	DIESESIS CON 27/100 DÓLARES					

Fuente: Autora.

Tabla 5.12. Análisis precio unitario hormigón simple $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$.

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	2,007					
Código:	502007					
Descrip.:	Hormigón simple $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$					
Unidad:	m^3					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102008	Concretará	Hora	1.0000	3.63	1.0000	3.63
101001	Herramienta menor	%MO	5%MO			0.48
102009	Vibrador	Hora	1.0000	1.75	1.0000	1.75
Subtotal de Equipo:						5.86
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201001	Cemento Porland	saco	7.5000	7.85		58.88
202001	Arena	m^3	0.8500	22.32		18.97
202002	Grava	m^3	0.7000	24.27		16.99
203001	Agua	m^3	0.0500	0.35		0.02
Subtotal de Materiales:						94.85
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
401001	Peón		2.0000	3.18	1.0000	6.36
402001	Albañil		1.0000	3.22	1.0000	3.22
Subtotal de Mano de Obra:						9.58
Costo Directo Total:						110.29
COSTOS INDIRECTOS						
20 %						22.06
Precio Unitario Total						132.35
Son: CIENTO TREITA Y DOS CON 35/100 DÓLARES						

Fuente: Autora.

Tabla 5.13.Análisis precio unitario mechinales 3".

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	3,002					
Código:	503001					
Descrip.:	Mechinales 3"					
Unidad:	Ml					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	Hora	1.0000	0.50	1.0000	0.50
Subtotal de Equipo:						0.50
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
201178	Tubería PVC 3" x 3m	m	1.0000	4.20		4.20
Subtotal de Materiales:						4.20
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
402001	Albañil		1.0000	3.22	0.2000	0.64
401001	Peón		1.0000	3.18	0.3000	0.95
Subtotal de Mano de Obra:						1.60
Costo Directo Total:						6.30
COSTOS INDIRECTOS						
20.00 %						1.26
Precio Unitario Total						7.56
Son:	SIETE CON 56/100 DÓLARES					

Fuente: Autora.

Tabla 5.14.Análisis precio unitario encofrado de madera para Muros.

Análisis de Precios Unitarios						29-dic-15
Item:	3,003					
Código:	503002					
Descrip.:	Encofrado de madera para Muros					
Unidad:	m ²					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
101001	Herramienta menor	%MO	5%MO			0.41
100001	Nivel	Hora	1.0000	0.50	1.0000	0.50
Subtotal de Equipo:						0.91
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
200001	Tableros de 0.5x1.22 de madera	U	1.6000	0.13		0.21
200002	Puntal extensible de 3m.	U	2.0000	0.15		0.30
200003	Vigas metálicas de 3m	U	1.2500	1.15		1.44
Subtotal de Materiales:						1.95
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
401001	Peón		2.0000	3.18	0.7800	4.96
402001	Albañil		2.0000	3.22	0.5000	3.22
Subtotal de Mano de Obra:						8.18
Costo Directo Total:						11.04
COSTOS INDIRECTOS						
20 %						2.21
Precio Unitario Total						13.24
Son:	TRECE CON 24/100 DÓLARES					

Fuente: Autora.

5.3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DESBROCE Y LIMPIEZA

Se realizará la limpieza y desmonte del terreno; donde se procederá a limpiar todos los materiales existentes en la zona, como la capa vegetal del terreno, materiales de construcción (escombros) o cualquier otro material que se encuentre enterrado.

Unidad: metro cuadrado (m²).

REPLANTEO Y NIVELACIÓN

Se procederá al replanteo a lo largo de la longitud de construcción; donde comprende el replanteo de las obras de estructura y albañilería para la cimentación, todo esto tomando en cuenta los planos.

Unidad: metro cuadrado (m²).

EXCAVACIÓN A MÁQUINA

Se procederá con la excavación a máquina, donde se realizará el desbanque del talud y toda la profundidad de desplante, en donde será cimentada la estructura de contención; esto será ejecutado según los planos del diseño.

Unidad: metro cúbico (m³).

DESALOJO

A medida que se ejecute el rubro de excavación a máquina, se realizará el desalojo del material escavado; el cual será traslado a una escombrera, ésta estará destinada por el GAD municipal de la ciudad de Cuenca.

Unidad: metro cúbico (m³).

EXCAVACIÓN MANUAL EN TERRENO SIN CLASIFICAR DE 0-3 M

La excavación a mano en terreno sin clasificar, se realizará de acuerdo a los planos que fueron realizados en el diseño; hace relación a la excavación de cimentación, para la perfilación de la excavación realizada con la máquina.

Unidad: metro cúbico (m^3).

REPLANTILLO DE PIEDRA

En la zapata se realizará un replantillo de piedra (piedra de río) y un mortero de cemento y arena en una dosificación 1:3; el cual será ubicado en la parte inferior del dentellón y en toda la base de la estructura de contención, con un espesor de 15 cm.

Unidad: metro cuadrado (m^2).

HORMIGÓN SIMPLE F''C= 180 kg/cm²

Se procederá a la aplicación de una capa de hormigón simple de 180 Kg/cm², el cual tendrá un espesor de 5 cm; deberá ser fabricado con los materiales y dosificaciones establecidas para lograr esta resistencia.

Unidad: metro cúbico (m^3).

RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO

El relleno compactado con material de mejoramiento (granular), será realizado con material de buena calidad; el mismo que será compactado con una plancha vibratoria, en capas de 30 cm en forma horizontal.

Unidad: metro cúbico (m^3).

ACERO DE REFUERZO $FY=4200 \text{ kg/cm}^2$ (INCLUYE CORTE Y DOBLADO)

El acero de refuerzo con $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, será cortado y doblado según las especificaciones de la planilla de hierros, establecida en los planos de cada sección de la estructura de contención; debido a la existencia de varios tipos de aceros para el armado se ha dividido en distintas marcas de clases que detallan sus dimensiones y características.

Unidad: kilogramo (Kg).

ENCOFRADO LINEAL DE MADERA

Para el encofrado de la zapata y dentellón, se utilizará material lo suficientemente resistente, ajustado y que tengan las formas del elemento deseado; para esto se utilizará tablas de encofrado, tiras de eucalipto y clavos obteniendo así las dimensiones requeridas. Los mismos que deben ser apuntalados adecuadamente para mantener posición, forma y evitar el pandeo, alabeo o el desplazamiento de los encofrados.

Unidad: metro lineal (ml).

HORMIGÓN SIMPLE $F'C= 240 \text{ kg/cm}^2$

El hormigón simple de 240 Kg/cm^2 , deberá ser fabricado con los materiales y dosificaciones establecidas para lograr esta resistencia; puesto que este hormigón será fundido en toda la estructura de contención, ya que este tipo de hormigón es considerado como estructural.

Unidad: metro cúbico (m^3).

MECHINALES 3 PULGADAS

Los mechinales serán colocados en tubos de PVC de 3 pulgadas, estos serán ubicados a 50 centímetros de la vereda inferior del muro y de forma alternada la segunda fila a la misma altura, estos tubos deberán traspasar todo el espesor de la pantalla de la estructura de contención.

Unidad: metro lineal (ml).

ENCOFRADO DE MADERA PARA MUROS

El proyecto tiene una variación en las alturas de cada sección de la estructura de contención y debido a que estas no superan los 5 metros de altura, se colocará un encofrado de madera, con tableros de 0.5 x 1.22 m, puntales extensibles y vigas metálicas, para que el encofrado no fracase; este será utilizado solo en la fundición de la pantalla en sus dos caras.

Unidad: metro cuadrado (m²).

CAPÍTULO VI

MEMORIA TÉCNICA

6.1. METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA

La estructura de contención obtenida por medio del diseño y el cálculo realizado en los capítulos anteriores, ha sido definida en los planos donde se detalla la geometría y el respectivo armado del hierro en cada sección, las cuales fueron utilizadas para la obtención de todas las cantidades de obra.

Además se conoce que se ha establecido módulos de 6 m de longitud, en cada sección de 30 metros; esto se debe a la facilidad de construcción que implica esta distancia, sobre todo en la colocación del acero y el encofrado.

De esta forma, se recomienda la siguiente metodología constructiva, la cual será basada en los rubros de ejecución expuestos en el presupuesto referencial.

- Se iniciará los trabajos en el lugar de la obra, con la limpieza y desbroce del área del terreno; en la cual se retirará la capa vegetal existente en la zona y de igual forma escombros y materiales que hayan sido depositados.
- Luego se procederá al replanteo y nivelación, alrededor de los noventa metros de longitud de todo el proyecto; para esto será necesario un nivel, el cual ayudará a establecer con exactitud los puntos de referencia.
- Se colocará caballetes a lo largo de todo el proyecto para poder proceder con la excavación; debido a que existe la presencia de una vía en la parte superior del talud, se recomienda que la excavación a máquina se la realice cada 8 m de longitud y a una profundidad de dos metros.

- Luego de realizar la excavación, será necesario el entubamiento en la zanja de dos metros de profundidad, para evitar derrumbes, además se deberá considerar una holgura a los lados de la excavación, según las medidas de la base de la zapata.
- Al mismo tiempo que se realice la excavación, el material que ha sido removido deberá ser cargado y transportado en volquetas para su desalojo.
- La excavación a mano, será realizada para la perfilación de las medidas a las cuales van a ser ubicados el dentellón y la base de la zapata, debido a que la excavación a máquina no es exacta.
- Después de realizar estos trabajos preliminares, se procede a la colocación del replantillo de piedra, de un espesor de 15 cm, en la base de 0.5 m del dentellón.
- Se procederá a colocar además un replantillo de hormigón simple de 180 kg/cm², de igual forma en la base del dentellón y se empezará el encofrado en los lados del dentellón para posteriormente armar el hierro.
- Alrededor del encofrado del dentellón se colocará el material de mejoramiento, debidamente humedecido y compactado en capas de 30 cm de espesor con un vibro apisonador.
- Como el dentellón tiene una dimensión de 0.5 x 0.5 m, el material de mejoramiento va en una sola capa de 30 cm, a continuación se coloca 15 cm de replantillo de piedra y finalmente 5 cm de hormigón simple de 180 kg/cm², a lo largo tanto de la punta como del talón del muro.
- De la misma manera, se deberá encofrar los lados de la zapata del muro, la misma que tiene una dimensión de 0.7 m de espesor y continuar con el armado y amarre del hierro según los planos en toda la zapata.
- Se continuará con el armado y amarre del hierro, en los dos sentidos de la pantalla; se deberá además colocar separadores en el armado, para lograr así que no exista movimientos de las varillas al momento de ser encofrada la pantalla.

- Una vez armado todo el hierro, se debe colocar los tubos de PVC de 3 pulgadas, estos estarán ubicados a 50 cm de altura desde nivel 0+00, es decir a partir del nivel de la avenida las Américas a 0.5 m de distancia y la segunda fila a un metro de altura de forma alternada; estos tubos deberán ser colocados a 45° con respecto a la horizontal.
- Luego de esto se deberá proceder al encofrado de toda la pantalla en sus dos caras y su apuntalamiento respectivo.
- Al tener ya encofrado el módulo, se deberá empezar la fundición del mismo con un hormigón de 240 kg/cm², se recomienda que el hormigón sea realizado en planta, para tener una dosificación confiable, además luego de estar vertido, deberá ser vibrado para evitar vacíos y segregación del hormigón.
- Al final de cada módulo de 6 m por sección, se deberá colocar una junta de neopreno de 30 cm de ancho y de 4 mm de espesor en toda la pantalla del módulo; luego de colocar esta banda se puede proceder al armado del hierro, encofrado y fundición del siguiente módulo.

Este proceso constructivo, se deberá realizar en las tres secciones; se ejecutará el desencofrado de cada módulo a los 15 días de su fundición para garantizar que el hormigón llegue a su resistencia total. Además se deberá tener en cuenta que a medida que se avance un módulo, el siguiente tramo deberá estar siendo preparado, para poder avanzar de forma continua y sin contratiempos en la ejecución de toda la estructura.

- Por recomendación del Ingeniero Juan Pablo Riquetti para el funcionamiento de los mechinales, como un sistema conjunto de drenaje, se recomienda colocar en toda la longitud de la estructura de contención, una pantalla de 40 cm de grava, esta pantalla drenante deberá ser cubierta por una geo textil no tejida de 1500 perforaciones y en la parte inferior un tubo de PVC perforado en la parte superior cada 5 cm de forma alternada, el tubo será de 6 pulgadas, el cual será conducido al pozo del alcantarillado existente en la zona.

- A medida de que cada módulo esté desencofrado se podrá realizar la colocación de la pantalla drenante conjuntamente con el material de relleno en el trasdós del muro, compactado al 95 % del proctor estándar en capas de 30 cm y teniendo en cuenta que en la parte superior el relleno, deberá tener una inclinación de 10° con la horizontal.
- De igual manera se colocará el relleno en el intradós del muro, esto se debe realizar a medida que cada módulo, esté completamente desencofrado y manteniendo una continuidad en la construcción de los siguientes módulos y entre las secciones de igual forma.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- El diseño de la estructura de contención, se basó en los resultados del estudio de suelos realizado en conjunto por parte del GAD municipal de la ciudad de Cuenca y en los laboratorios de la Universidad del Azuay.
- La topografía del terreno, donde se observa las características del mismo, fue realizada de igual manera con el personal técnico de la municipalidad; aquí se generó perfiles de corte del talud para obtener la inclinación natural y las diferentes alturas.
- El dimensionamiento fue realizado para cada módulo de forma independiente, por la existencia de tres secciones a diferentes alturas; se ha elaborado mediante los distintos parámetros de pre diseño, establecidos en los textos de referencia que fueron analizados previamente.
- Para el cálculo del cumplimiento de cada módulo de la estructura de contención, se realizó una hoja en Excel, donde se verificó su estabilidad ante la acción de los empujes generados por el terreno y por la sobre carga vehicular, pudiendo así verificar de igual forma las presiones de contacto; además se tomó en cuenta la ubicación de la estructura, de acuerdo a la zona sísmica según la NEC 2015.
- Con la obtención de las medidas adecuadas para cada sección, se concluyó que en los primeros 30 m de longitud, se realizará un muro de 4 m de alto, con una pantalla de 0.5 m y una zapata de 0.7 m de espesor, una punta de 1.20 m y un talón de 1.60 m.

- En la segunda sección de forma similar se mantuvieron las medidas de la punta y los espesores de la pantalla y zapata, variando así la altura a 4.50 m y el talón a 1.90 m.
- Finalmente, en la tercera sección, se tiene una variación de la altura a 5 m y el talón de 1.30 m, manteniendo así los valores de la punta, espesores de la zapata y pantalla, al igual que en las otras dos secciones.
- Además se generó un dentellón de 0.50 x 0.50 m en todas las secciones, por lo que se tiene una estructura de contención de 90 m de longitud que estabilizará el talud.
- El cálculo y definición del armado de hierro se realizó en el software CYPE, el cual generó una memoria de cálculo y un resumen del acero necesario en la zapata y en la pantalla del muro; además se obtuvo los planos a detalle con el acero óptimo, para los tres tipos de secciones de toda la estructura con la respectiva planilla de hierro para el cortado y doblado.
- Finalmente, con las dimensiones de cada una de las secciones de la estructura, se calculó las respectivas cantidades de obra, para cada uno de los rubros de ejecución planteado en el presupuesto referencial del proyecto.
- En el presupuesto referencial se plantearon los principales rubros para la ejecución de la obra, para los cuales se realizaron sus respectivos precios unitarios para así obtener el valor total de la estructura de 90 m de longitud. Teniendo como resultado el costo de **135.512,17** dólares incluido el IVA, este valor fue calculado con los precios vigentes en la ciudad de Cuenca.

Recomendaciones

- Se deberá cumplir con todas las dimensiones establecidas en el diseño de cada sección, además al momento de la ejecución se deben cumplir con todas las especificaciones técnicas planteadas y con los datos estipulados en los planos estructurales.
- Además, se debe tener presente que el corte y armado del hierro se debe realizar según el avance de cada módulo ya que existe tres secciones donde varía la planilla de hierros, para evitar así confusiones en el armado y retrasos en la ejecución.
- El momento de la excavación, se recomienda realizarla con una inclinación 1:3 sobre la horizontal, para evitar posteriores derrumbes que afecten las actividades de construcción, tanto de la zapata como de la pantalla a lo largo de todo el proyecto.
- Por otra parte, se ha propuesto la construcción en cada sección por medio de módulos de 6 metros, los cuales facilitarán el armado de hierro, el encofrado y la facilidad de fundición evitando posibles desperdicios y el encarecimiento de todo el proyecto. Además, se ha de colocar en cada junta, una banda de neopreno de 4 milímetros de espesor, para que exista una junta constructiva sellada entre los módulos; se deberá tomar puntos de referencia para el trazado, garantizando así que todos los módulos tengan la misma alineación.
- El hormigón estructural de 240 kg/cm^2 , deberá ser elaborado en planta para evitar fallos en la dosificación, de esta forma se optimiza el tiempo de ejecución y la mano de obra.
- En la parte estética del muro se ha recomendado la creación de dos veredas, la una ubicada junto a la avenida de las Américas y la otra en la parte superior del muro junto a la calle San Pablo del Lago, además se deja a criterio de la municipalidad la implementación de plantas sobre el relleno del muro, el cual tendrá una inclinación de 10° con respecto a la horizontal.

BIBLIOGRAFÍA

Alva, D. J. (2010). DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN. En D. J. Hurtado, *DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN* (págs. 9-56). Lima: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL.

Braja, M.Das.(2001). Ingeniería de cimentaciones. California: Editorial Thompson.

Cabrera, I. (2010). *Muros de pantalla de hormigon*. Madrid: Escuela polotécnica de Madrid.

Cáceres, D. (15 de 12 de 2011). Lluvias evidencia más riesgos en Quinta Chica. pág. 2.

Castro, Castillo, Carpio, P. (1998). *Inspección, Diagnostico, Vida Útil y Reparaciones*. México: IMCYC.

DURACON. (2007). *INFLUENCIA DEL MEDIO AMBIENTE EN EL COMPORTAMIENTO ELECTROQUÍMICO DEL HORMIGÓN ARMADO*. Xalapa.

Google maps. (20 de Julio de 2015). *Google maps*. Recuperado el 20 de Julio de 2015, de Google maps: <https://www.google.com.ec/maps/place/San+Pablo+Del+Lago,+Cuenca/@-2.8831733,-78.9724339,17.92z/data=!4m2!3m1!1s0x91cd19d720600af5:0xe94fb180ea161b91>

González Salcedo, L. O. (2002). *Lectura de introducción al análisis estructural*. Palmira: Universidad Nacional de Colombia.

Guevara, M. (2008). *Cálculo Estructural*. Guayaquil: Universidad de Guayaquil.

J. Calavera. (1989). Muros de contención y Muros de sótano. Madrid

L.Bláñon. (2003). Analisis de alternativas técnicas y diseño del sistema para el sostenimiento del terreno durante las fases de construccion y servicio de una infraestructura subterránea destinada al estacionamiento de vehiculos en Alicante. Alicante: Universidad de Alicante-Ingeniería geologica.

León-Bonillo, M. (2009). *Taquimetría*. Sevilla.

Molke, E. C. (1967). *Cubierta circular con marcos radiales para un gimnasio*. México: Instituto Mexicano de cemento y concreto.

Navarro, I. S. (2008). *Manual de Topografía-Planimetría*.

NEC_SE. (2015).Capítulo 6. *Geotecnia y cimentaciones*.Quito.

NEC_SE. (2015).Capítulo 2. *Peligro sísmico y requisitos de diseño sísmico resistente*.Quito.

Romo Proaño, M. (2007). *Temas de hormigón armado*. Quito.

Topoequipos s.a. (2011). *Topoequipos s.a.* Recuperado el 20 de Julio de 2015, de Topoequipos s.a: <http://www.topoequipos.com/dem/terminologia/que-es-una-estacion-total>

TORRES BELANDRIA, R. A. (2008). ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO.UNIVERSIDAD DE LOS ANDES, VENEZUELA. Recuperado el 28 de agosto de 2015,de: <http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

ANEXOS

A continuación se presenta los diferentes anexos sobre, estudios de suelos, perfiles topográficos y las respectivas planillas de hierro de cada sección.

Estudios de suelos realizados por la municipalidad de Cuenca.

GAD MUNICIPAL CUENCA
LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO QUINTA CHICA
OBRA MURO DE CONTENCIÓN
SECTOR AV. DE LAS AMERICAS Y SUBIDA A QUINTA CHICA
MATERIAL SUB RASANTE
MUESTRA No. 1
FECHA ENSAYO 12-ago-15

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRIA (ASTM D422)

TAMIZES No.	Peso Retenido Parcial	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Que pasa	Especificación
5"		100,00		100,00	
2 1/2"		100,00		100,00	
1 1/2"		100,00		100,00	
3/4"		100,00		100,00	
1/2"		100,00		100,00	
3/8"		100,00		100,00	
Nº4	65	65	0,65	99,35	
Nº10	7,860	132,86	1,3286	98,6714	
Nº20	8,00	140,86	1,4086	98,5914	
Nº40	18,00	158,86	3,1686	96,8314	
Nº60					
Nº100					
Nº200	171,00	329,86	32,986	67,014	
Nº400	298,72	628,58	62,858	37,142	
TOTAL	3,655				

QUARTEOPESO
ANTES 180 grms
DESPUES 421,73 grms

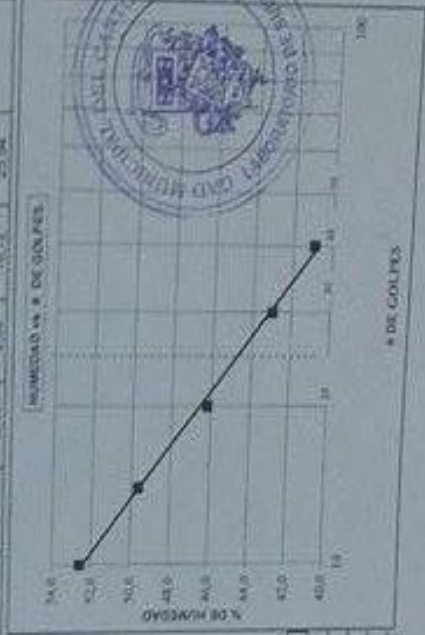
% DE MATERIALES
GRAVA 1 %
ARENA 36 %
FINO 63 %

CLASIFICACION	U.C.	U.C.	U.C.
SUCS	U.C.	U.C.	U.C.
PLASTICIDAD	U.C.	U.C.	U.C.
INDICE DE GRUPO	U.C.	U.C.	U.C.
U.C.	U.C.	U.C.	U.C.

[Signature]
ING. MARCELO TORRES N.
FUNDADOR MUNICIPAL
LABORATORIO


HEMEDAD NATURAL (ASTM D2238)

Nº de Tarro	Nº de golpes	Peso suelo húmedo	Peso suelo seco	% de humedad	PROMEDIO
75	40	26,08	20,7	10,87	
40	50	28,74	24,19	15,81	
21	20	29,69	23,89	19,79	
65	14	27,05	21,54	19,42	
34	10	19,70	16,36	17,15	
UMITE LIQUID (ASTM D2238)					
15	—	15,10	14,51	3,74	
5	—	13,66	13,14	3,59	
40	—	13,05	12,60	3,59	
UMITE PLASTICO (ASTM D2238)					
—	—	—	—	—	20,82



LABORATORIO MUNICIPAL DE SUELOS

Estudios de suelos realizados en la Universidad del Azuay.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN
 SECTOR: AV. DE LAS AMÉRICAS Y SUBIDA DE QUINTA CHICA.
 LOCALIZACIÓN:
 FECHA: Octubre del 2015.

MUESTRA # 1
 PROFUND. 2.00(m)

PROBETA No. 1

DATOS DE LA MUESTRA:

CONTENIDO DE HUMEDAD:

DIÁMETRO:	6,00	cm.	Peso Hum. :	45,84
ALTURA :	4,00	cm.	Peso Seco :	39,81
ÁREA :	36,00	cm ² .	Peso Cap. :	10,25
VOLUMEN :	144,00	cm ³ .	w (%) :	20,40
PESO :	250,00	gr.		
DENSIDAD:	1,74	gr/cm ³		

DATOS DE LA PRUEBA:


PRESIÓN NORMAL : 0,72

CARGA AXIAL (Kg):	26,00			
-------------------	-------	--	--	--

Lectura Corte 001 "	Lectura Axial 001 "	Anillo Carga 0001"	Deform. Tang. (%)	Deform. Axial. (%)	Esfuerzo Cortante (Kg/cm ²)
0	0	0	0,00	0,00	0,00
10	1	85	0,42	0,06	0,32
20	2	121	0,85	0,13	0,46
30	3	132	1,27	0,19	0,50
40	4	140	1,69	0,25	0,53
50	5	165	2,12	0,32	0,62
60	6	181	2,54	0,38	0,68
70	7	190	2,96	0,44	0,72
80	8	210	3,39	0,51	0,79
90	8	220	3,81	0,51	0,83
100	7	240	4,23	0,44	0,91
110	7	235	4,66	0,44	0,89
120	6	230	5,08	0,38	0,87
130	6	200	5,50	0,38	0,76
140	6	168	5,93	0,38	0,64
150	6	125	6,35	0,38	0,47

VALORES: ESF. ESF.

CORT. MÁXIMO : (Kg/cm²) = 0,91
 CORT. RESID. : (Kg/cm²) = 0,76



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
 FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN
SECTOR: AV. DE LAS AMÉRICAS Y SUBIDA DE QUINTA CHICA
LOCALIZACIÓN:
FECHA: Octubre del 2015,

MUESTRA #: 1
PROFUND. 2,00(m)

PROBETA No. 2

DATOS DE LA MUESTRA:

DIÁMETRO: 6,00 cm
ALTURA: 4,00 cm
ÁREA: 36,00 cm²
VOLUMEN: 144,00 cm³
PESO: 251,14 gr
DENSIDAD: 1,74 gr/cm³

CONTENIDO DE HUMEDAD:

Peso Hum.: 59,25
Peso Seco: 52,47
Peso Cap.: 21,25
w (%): 21,72

DATOS DE LA PRUEBA:

CARGA AXIAL (Kg):

51,00

PRESIÓN NORMAL:

1,42

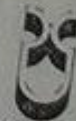
Lectura Corte .001"	Lectura Axial .001"	Anillo Carga .0001"	Deform. Tang. (%)	Deform. Axial. (%)	Esfuerzo Cortante (Kg/cm²)
-	-	-	-	-	-
0	0	0	0,00	0,00	0,00
10	0	56	0,42	0,00	0,21
20	0	105	0,85	0,00	0,40
30	1	156	1,27	0,06	0,59
40	1	200	1,69	0,06	0,76
50	1	205	2,12	0,06	0,78
60	1	265	2,54	0,06	1,00
70	1	280	2,96	0,06	1,06
80	2	330	3,39	0,13	1,25
90	2	360	3,81	0,13	1,36
100	2	380	4,23	0,13	1,44
110	2	400	4,66	0,13	1,51
120	2	321	5,08	0,13	1,21
130	2	300	5,50	0,13	1,14
140	2	256	5,93	0,13	0,97
150	1	200	6,35	0,06	0,76

VALORES:

ESF.
ESF.

CORT. MÁXIMO: (Kg/cm²) =
CORT. RESID.: (Kg/cm²) =

1,51
0,76



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN
SECTOR: AV. DE LAS AMÉRICAS Y SUBIDA DE QUINTA CHICA
LOCALIZACIÓN:
FECHA: Octubre del 2015,

MUESTRA #: 1
PROFUND.: 2,00(m)

PROBETA No. 3

DATOS DE LA MUESTRA:

DIÁMETRO: 6,00 cm.
ALTURA : 4,00 cm.
ÁREA : 36,00 cm².
VOLUMEN : 144,00 cm³.
PESO : 252,14 gr.
DENSIDAD: 1,75 gr/cm³

CONTENIDO DE HUMEDAD:

Peso Hum. : 70,25
Peso Seco : 60,14
Peso Cap. : 12,14
w (%) : 21,06

DATOS DE LA PRUEBA:

CARGA AXIAL (Kg):		78,00	PRESION NORMAL :		2,17
Lectura Corte 001 "	Lectura Axial 001 "	Anillo Carga 0001"	Deform. Tang. (%)	Deform. Axial. (%)	Esfuerzo Cortante (Kg/cm²)
0	0	0	0,00	0,00	0,00
10	0	100	0,42	0,00	0,38
20	0	225	0,85	0,00	0,85
30	0	238	1,27	0,00	0,90
40	0	285	1,69	0,00	1,08
50	0	300	2,12	0,00	1,14
60	0	355	2,54	0,00	1,34
70	0	365	2,96	0,00	1,38
80	0	425	3,39	0,00	1,61
90	0	450	3,81	0,00	1,70
100	0	480	4,23	0,00	1,82
110	0	480	4,66	0,00	1,82
120	0	485	5,08	0,00	1,83
130	0	460	5,50	0,00	1,74
140	0	400	5,93	0,00	1,51
150	0	350	6,35	0,00	1,32

VALORES: ESF. CORT. MÁXIMO: (Kg/cm²) = 1,83
ESF. CORT. RESID.: (Kg/cm²) = 1,32



UNIVERSIDAD DE AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN

SECTOR: AV. DE LAS AMÉRICAS Y SUBIDA DE QUINTA CHICA.

LOCALIZACIÓN:

FECHA: Octubre del 2015,

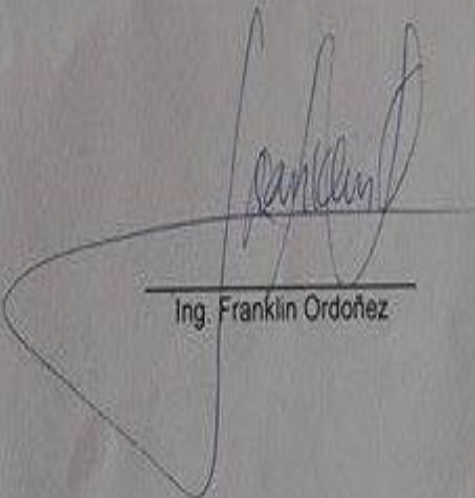
MUESTRA #. 1

PROFUND. 2,00(m)

COHESIÓN: 0,5018 kg/cm²

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA 25,01 °

RESPONSABLE:

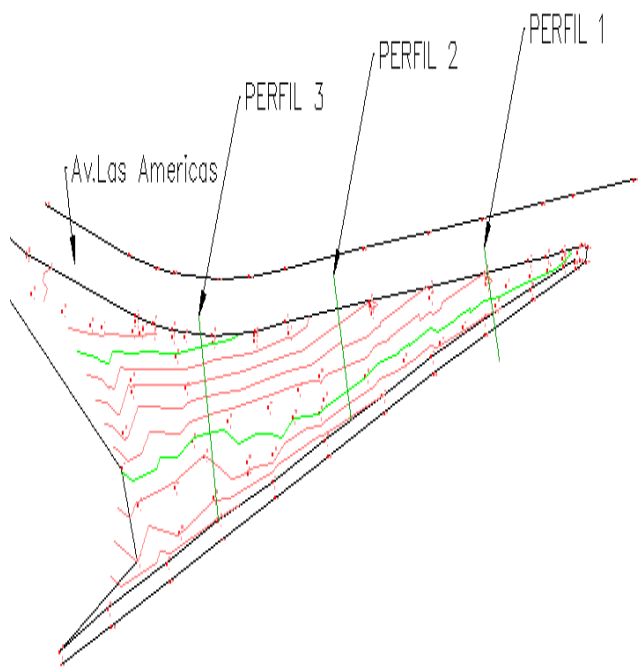


Ing. Franklin Ordoñez

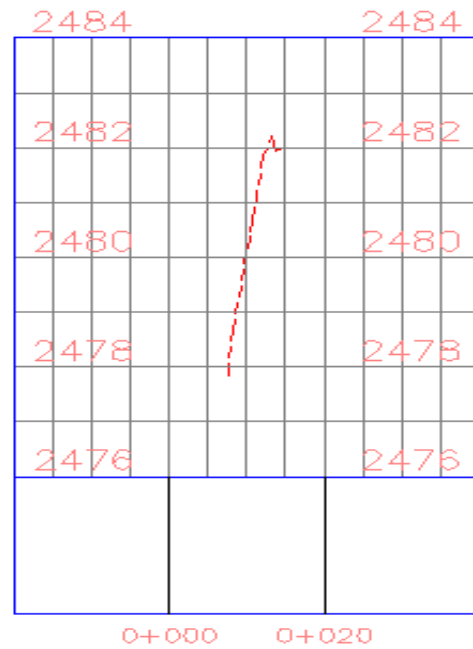


UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
FACULTAD DE
CIENCIA Y TECNOLOGÍA

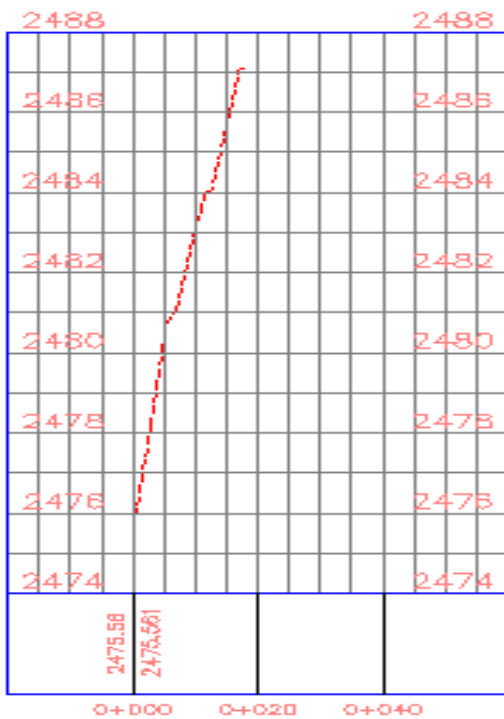
Perfiles topográficos.



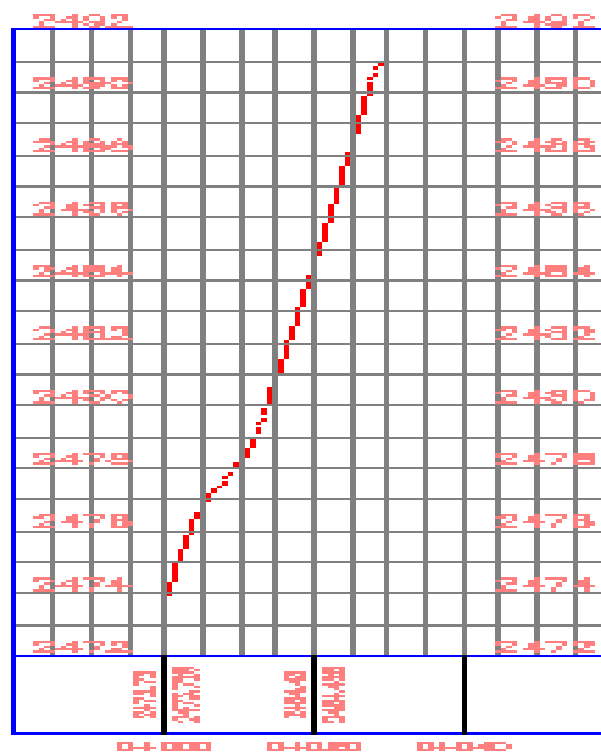
PERFIL 1 PROFILE



PERFIL 2 PROFILE
















PERFIL 3 PROFILE
















Planilla de hierros primera sección.

MURO								
POSICIÓN	#	NÚM. PIEZAS	LONGITUD m	FORMA 	LONGITUD TOTAL m	PESO kg/m	PESO Kg	
1	12	25	3.02		80.50	0.88	80.54	
2	12	23	5.85		134.85	0.88	118.74	
3	25	25	3.56		89.08	3.85	342.88	
4	12	23	5.85		134.55	0.88	118.74	
5	12	3	5.85		17.85	0.88	15.61	
6	12	40	3.15		126.00	0.88	112.14	
7	12	22	5.85		128.70	0.88	114.54	
8	12	40	2.13		126.00	0.88	112.14	
9	12	22	5.85		70.20	0.88	62.47	
10	12	40	2.00		80.00	0.88	71.20	
11	12	4	5.85		23.40	0.88	20.62	
12	12	25	1.20		29.90	0.88	26.91	
13	25	25	2.84		63.48	3.85	244.32	
					#12	1022.80	0.88	908.88
					#25	182.82	3.85	587.77
Grado #D						Peso total	1497.88	
						Peso total con desperdicios (10.00%)	1647.43	

Planilla de hierros segunda sección

Muro								
POSICIÓN	#	NÚM. PIEZAS	LONGITUD m	FORMA L=cm	LONGITUD TOTAL m	PESO kg/m	PESO kg	
1	12	25	4.12		103.00	0.89	91.67	
2	12	26	5.85		152.10	0.89	135.36	
3	25	25	4.06		101.56	3.85	391.38	
4	12	26	5.85		152.10	0.89	135.36	
5	12	3	5.85		17.55	0.89	15.58	
6	12	40	3.45		138.00	0.89	122.82	
7	12	24	5.85		140.40	0.89	124.95	
8	12	40	3.45		138.00	0.89	122.82	
9	12	14	5.85		81.90	0.89	72.89	
10	12	40	2.00		80.00	0.89	71.20	
11	12	4	5.85		23.40	0.89	20.82	
12	12	25	1.20		28.80	0.89	25.61	
13	25	25	2.54		63.46	3.85	244.32	
					∅12	1056.35	0.89	940.15
					∅25	165.02	3.85	635.94
Grade 60					Peso total		1576.09	
					Peso total con desperdicio (10.00%)		1733.70	

Planilla de hierros tercera sección

Muro									
POSICIÓN	↑	NOM. PIEZAS	LONGITUD m	FORMA L=cm	LONGITUD TOTAL m	PESO kg/m	PESO kp		
1	12	25	4.62		115.50	0.89	102.79		
2	12	29	5.85		169.65	0.89	150.98		
3	25	25	4.56		114.06	3.85	439.55		
4	12	29	5.85		169.65	0.89	150.98		
5	12	3	5.85		17.55	0.89	15.61		
6	12	40	3.85		154.00	0.89	137.06		
7	12	27	5.85		157.95	0.89	140.23		
8	16	31	3.85		119.35	1.58	188.41		
9	12	27	5.85		157.95	0.89	140.57		
10	12	40	2.00		80.00	0.89	71.20		
11	12	4	5.85		23.40	0.89	20.82		
12	12	25	1.20		28.80	0.89	26.61		
13	25	25	2.54		63.48	3.85	244.58		
					∅12	1075.55	0.89	957.23	
					∅16	119.35	1.58	188.41	
					∅25	177.52	3.85	684.11	
Grade 60						Peso total		1667.69	
						Peso total con desperdicios (10.00%)		1834.46	