

**Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

**Análisis comparativo entre muros de retención de mampostería reforzada y
muros de retención de mampostería con suelo reforzado**

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Jessica Vargas Naranjo

Director del Proyecto de Graduación:

Ing. Álvaro Poveda Vargas

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Hoja de aprobación



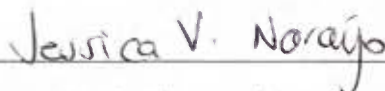
Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.
Director del Proyecto de Graduación



Ing. José M. Camacho Castro, M.Sc.
Asesor del Proyecto de Graduación



Ing. Manuel Cruz Torres
Asesor del Proyecto de Graduación



Jessica Vargas Naranjo
Estudiante

Derechos de propiedad intelectual**Fecha: 19 de noviembre del 2012**

La suscrita, Jessica Vargas Naranjo, cédula 1-1326-0347, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **A55959**, manifiesta que es autora del Proyecto Final de Graduación **Análisis comparativo entre muros de retención de mampostería y muros de retención de mampostería con suelo reforzado**, bajo la Dirección del **Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); “no podrá suprimirse el nombre de la autora en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales”. Además, la autora conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

Dedico este trabajo a mis padres, a mi hermanito y a mi tita, por estar apoyándome siempre a lo largo de todo este camino. Ustedes pintan mi vida y sin ustedes no lo hubiera logrado.

Agradecimientos

Mis sinceros agradecimientos al Ingeniero Álvaro Poveda por su guía académica, durante el desarrollo de la presente investigación.

A mis asesores José Camacho y Manuel Cruz por toda la ayuda brindada durante este proyecto.

A mi mamá y a mi tita por todo el apoyo brindado para que yo finalizara este proyecto. A mi tía por siempre estar pendiente del desarrollo del mismo.

A Quiquin, por su apoyo, motivación y amistad.

A mi amigo Pinky, con quien compartí todos mis semestres de civil, gracias por todo!

A mis compañeros y amigos que a lo largo de los años han estado ahí, a Octavio, Marito, José y Jonathan y a todos mis familiares, amigos y compañeros quienes nunca dejaron de alentarme para alcanzar esta meta.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	iv
ÍNDICE FIGURAS	vi
ÍNDICE CUADROS.....	viii
ÍNDICE ABREVIATURAS.....	ix
Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1 Justificación	1
1.1.1 El Problema Específico.....	1
1.1.2 Importancia	3
1.2 Objetivos	4
1.2.1 Objetivo General.....	4
1.2.2 Objetivos Específicos.....	4
1.3 Delimitación del Problema	5
1.3.1 Alcances	5
1.3.2 Limitaciones	6
1.4 Antecedentes Teóricos y Prácticos.....	7
Capítulo 2. Muros de Retención	9
2.1 Fuerzas que intervienen en el diseño de los muros de retención	9
2.1.1 Presión Natural o de Reposo.....	10
2.1.2 Presión Activa de Tierra.....	11
2.1.3 Presión pasiva de Tierra	12
2.1.4 Presión por Sobrecarga	13
2.1.5 Empuje debido al sismo.....	13
2.1.6 Peso propio de la estructura	15
2.1.7 Peso del terreno	16
2.2 Análisis de Estabilidad	16
Estabilidad Externa.....	16

2.2.1	Análisis de Volcamiento	17
2.2.2	Análisis de deslizamiento	18
2.2.3	Capacidad Soportante	19
	Estabilidad Interna	22
2.3	Suelo Reforzado	22
	Capítulo 3. Metodología y Consideraciones de Análisis y Diseño.....	24
3.1	Muros de Retención a Diseñar	24
3.2	Características de los materiales	26
3.2.1	Tipo de suelo.....	26
3.2.2	Materiales a utilizar	27
3.3	Muros de Retención de Mampostería reforzada	27
3.3.1	Dimensiones iniciales	28
3.3.2	Empuje de tierras y sismo	28
3.3.3	Calculo Acero Flexión y cortante muro.....	29
3.3.4	Análisis de Estabilidad	33
3.3.5	Diseño de la Placa.....	34
3.4	Muros de Retención de Mampostería con Suelo Reforzado	35
3.4.1	Empuje de tierras y sismo	35
3.4.2	Análisis de Estabilidad Interna	36
3.4.3	Análisis de Estabilidad Externa.....	41
3.4.4	Diseño de la Placa.....	42
3.4.5	Calculo conectores de geomalla.....	43
	Capítulo 4. Esquemas constructivos, cálculo de cantidades y costos.....	45
4.1	Esquemas Constructivos.....	45
4.2	Costos de los Muros.....	51
4.3	Gráficos comparativos.....	55

Capítulo 5. Análisis de resultados.....	60
5.1 Muros de retención de mampostería reforzada	61
5.2 Muros de retención de mampostería con suelo reforzado	63
5.3 Comparación de costos	65
Capítulo 6. Conclusiones y Recomendaciones	67
6.1 Conclusiones	67
6.2 Recomendaciones	69
Bibliografía	71
Apéndice A: Memoria de cálculo muro de retención de mampostería 2 metros	74
Apéndice B: Memorias de cálculo muro de retención de mampostería 3 metros	91
Apéndice C: Memoria de cálculo muro de retención de mampostería 4 metros	108
Apéndice D: Memoria de cálculo muro de retención de suelo reforzado 2 metros.....	128
Apéndice E: Memoria de cálculo muro de retención de suelo reforzado 3 metros	141
Apéndice F: Memoria de cálculo muro de retención de suelo reforzado 4 metros	157
Anexo A: Características varillas deformadas	173
Anexo B: Características geométricas bloques mampostería.....	173
Anexo C: Características geomallas uniaxiales.....	174
Anexo D: Estudio de Suelos	175

ÍNDICE FIGURAS

Figura 1 Esfuerzos sobre una masa de suelo	9
Figura 2 Tipo de presión según desplazamiento del muro. (CCCR,2002)	10
Figura 3 Variación trapezoidal equivalente de la fuerza de sismo.....	14
Figura 4 Fuerzas sobre el muro	15
Figura 5 Esquema general muro de retención de mampostería reforzada.....	25

Figura 6 Esquema muro de retención de mampostería reforzada de tres y cuatro metros...	25
Figura 7 Esquema general muro de retención de mampostería con suelo reforzado.....	26
Figura 8 Factores de reducción para geomallas en aplicaciones de refuerzo	37
Figura 9 Longitudes de desarrollo de las geomallas.....	39
Figura 10 Fuerza de fricción a lo largo de la geomalla	40
Figura 11 Distribución de conectores	43
Figura 12 Esquema muro mampostería 2 m cotas en cm.....	45
Figura 13 Esquema muro mampostería 3 m cotas en cm.....	46
Figura 14 Esquema muro mampostería 4 m cotas en cm.....	47
Figura 15 Esquema muro suelo reforzado 2 m cotas en cm	48
Figura 16 Esquema muro suelo reforzado 3 m cotas en cm	49
Figura 17 Esquema muro suelo reforzado 4 m cotas en cm	50
Figura 18 Topografía inicial propuesta del terreno	50
Figura 19 Variación del costo del m ² por ml en las diferentes alturas y tipos de muro.....	56
Figura 20 Variación del costo de mano de obra por ml en las diferentes alturas y tipos de muro	56
Figura 21 Variación del costo de materiales por ml en las diferentes alturas y tipos de muro	57
Figura 22 Variación del costo de refuerzo por ml en las diferentes alturas y tipos de muro ..	57
Figura 23 Variación del costo de fundación por ml en las diferentes alturas y tipos de muro	58
Figura 24 Variación del costo de m ² de muro en las diferentes alturas y tipos de muro	58
Figura 25 Variación del número de bloques por ml en las diferentes alturas y tipos de muro	59
Figura 26 Variación de kg de acero por ml en las diferentes alturas y tipos de muro	59
Figura 27 Variación de m ³ de fundación por ml en las diferentes alturas y tipos de muro...	60
Figure 28 Esquema de fuerzas en el muro	79
Figura 29 Placa cimentación muro retención mampostería reforzada 2 m	86
Figura 30 Placa de cimentación muro de retención de mampostería reforzada de 3 metros	102
Figura 31 Placa de cimentación de muro de retención de mampostería reforzada de 4m...	121
Figura 32 Fuerzas estabilizadoras muro con suelo reforzado 2m	131
Figura 33 Esquema placa de cimentación muro de mampostería con suelo reforzado	135

Figura 34 Detalle de la placa de muros de retención con suelo reforzado 2m	136
Figura 35 Diagrama de cuerpo libre conector muro 2m	138
Figura 36 Configuración inicial geomalla muro de 3 m.....	144
Figura 37 Fuerzas estabilizadoras iniciales muro 3 m.....	145
Figura 38 Fuerzas estabilizadoras finales muro 3 m.....	148
Figura 39 Detalle placa e cimentación muro de retención con suelos reforzado 3 m.....	152
Figura 40 Diagrama de cuerpo libre conector muro de 3 m.....	155
Figura 41 Detalla configuración inicial geomallas muro 4m	160
Figura 42 Fuerzas estabilizadoras iniciales muro 4m.....	161
Figura 43 Fuerzas estabilizadoras finales muro 4 m.....	164
Figura 44 Detalle placa cimentación muro de retención con suelo reforzado 4 m.....	168
Figura 45 Diagrama de cuerpo libre conector muro 4 m	170
Figura 46 Características técnicas varilla deformada grado 60 catálogo Arclor Mittal	173
Figura 47 Dimensiones bloques de mampostería Productos de Concreto.....	173
Figura 48 Detalles propiedades geomalla	174

ÍNDICE CUADROS

Cuadro 1 Propiedades físicas y capacidad de soporte del suelo	27
Cuadro 2 Factores de reducción utilizados en el cálculo de la resistencia admisible de la geomalla.....	38
Cuadro 3 Materiales y costos por ml de muro de mampostería reforzada de 4m.....	51
Cuadro 4 Materiales y costos por ml de muro de mampostería reforzada de 3m.....	52
Cuadro 5 Materiales y costos por ml de muro de mampostería reforzada de 2m.....	52
Cuadro 6 Resumen costos mampostería reforzada	53
Cuadro 7 Resumen costos y kg refuerzo en mampostería reforzada	53
Cuadro 8 Materiales y costos por ml de muro de mampostería con suelo reforzado de 4m ..53	
Cuadro 9 Materiales y costos por ml de mampostería con muro de suelo reforzado de 3m ..54	
Cuadro 10 Materiales y costos por ml de muro de mampostería con suelo reforzado de 2m 54	
Cuadro 11 Resumen costos mampostería con suelo reforzado	55

Cuadro 12 Resumen costos y kg refuerzo en mampostería reforzada	55
---	----

ÍNDICE ABREVIATURAS

γ_s : peso específico del suelo

σ_v : esfuerzo vertical en el suelo

K_0 : coeficiente de presión en reposo

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo, factor de reducción de resistencia nominal a cortante o flexión según corresponda

k_a : coeficiente de presión activa de Rankine

z : Profundidad a la que se calcula la presión de tierra

H : altura total del muro

k_p : coeficiente de presión pasiva de Rankine

γ_c : peso específico del concreto o la mampostería según sea el caso

P_s : fuerza de sismo sobre el muro

K_h : coeficiente dinámico horizontal

W_p : peso de la estructura

W_s : peso del terreno

φ : factor de reducción de volcamiento o de deslizamiento según corresponda

M_o : momentos que tienden a volcar el muro

M_o : momentos resistentes al volcamiento del muro

$S_{máx}$: fuerza total resistente al deslizamiento del muro

δ : ángulo de fricción entre el suelo y la placa o entre el suelo y la geomalla según corresponda

ΣF_r : sumatoria de las fuerzas resistentes al deslizamiento

P_e : fuerza horizontal de empuje

E: excentricidad

ΣV : sumatoria de cargas verticales o pesos, según corresponda

ΣM : sumatoria de momentos con respecto al punto O

Q_{\max} : presión máxima bajo el muro

Q_{\min} : presión mínima bajo el muro

LI : área de contacto entre el suelo y la placa

q_u : capacidad soportante última de la cimentación

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

L: longitud de la placa del muro o la geomalla, según corresponda

t: espesor de la placa del muro

a' : longitud de la punta de la placa del muro de retención de mampostería reforzada

M_{u2} : momento último de diseño

M_n : momento nominal resistente a flexión

A_s : área de acero a colocar

A_{aprox} : área de acero aproximada

d: distancia del centroide de acero a la fibra externa en compresión

a: longitud del área en compresión en un elemento a flexión

eb: espesor del bloque de mampostería

gp: grueso de la pared del bloque de mampostería

rm: recubrimiento mínimo de concreto

F_m : resistencia a la compresión de la mampostería

ϕ_{\max} : diámetro máximo de varilla permitido

V_{u1} : cortante último de diseño

V_n : cortante nominal

A_{mv} : área del muro que resiste cortante

σ_G : resistencia admisible de la geomalla

σ'_a : ($\gamma h K_a$) Presión activa de tierra a la profundidad z

σ_s : Presión sísmica del CSCR en variación trapezoidal a la profundidad z

S_V : Separación vertical entre capas de la geomalla

FS_B :Factor de Seguridad de la geomalla a la ruptura (1.5)

σ'_0 = Presión vertical efectiva a una profundidad z

ϕ_μ = ángulo de fricción entre el suelo y tirante

T_{ult} : resistencia última de la geomalla

RF: factores de reducción de la capacidad última de resistencia de la geomalla

l_r : longitud de desarrollo en la zona de falla de Rankine

l_e :longitud de desarrollo efectiva después de la falla de Rankine

FS_p : factor de seguridad contra la zafadura de la geomalla

F_R : fuerza de fricción en la geomalla a una profundidad z

T : fuerza en la geomalla por longitud unitaria del muro a la profundidad z

σ'_0 : presión vertical efectiva a una profundidad z

φ_μ : ángulo de fricción entre el suelo y la geomalla

S: Modulo de sección I/c

\emptyset : factor de reducción de flexión para acero=0.90

A_g : Área que resiste cortante

\emptyset : factor de reducción de cortante para el acero =0.60

d_f : diámetro final de conectores

d : diámetro de conectores sin sobre espesor

dr : índice de corrosión anual

Vargas Naranjo, Jessica

Análisis comparativo entre muros de retención de mampostería y muros de retención de suelo reforzado

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José, C.R.:

J Vargas N., 2012

xiii, 71: [101]h; ils. col. –19 refs.

RESUMEN

La presente investigación busca realizar un análisis comparativo entre muros de retención de mampostería reforzada y muros de retención de mampostería con suelo reforzado, para determinar cual tipo de los dos es más eficiente en términos presupuestarios.

Para el diseño de ambos muros se siguieron los requisitos de la secciones de diseño con mampostería estructural y empuje de suelos del Código Sísmico de Costa Rica 2010, para el análisis de estabilidad externa el Código de Cimentaciones de Costa Rica 2009 y con respecto al cálculo de presiones de tierra se utilizó el método propuesto por Rankine, por último se utilizó la teoría descrita por Braha (1999) para el diseño específico de la estabilidad interna de los muros de retención de suelo reforzado.

Fueron diseñados, tres de mampostería reforzada y tres de mampostería con suelo reforzado, variando la altura, y manteniendo la calidad de los materiales y las propiedades físicas del suelo in situ y de relleno.

Con base en los diseños se realizan los esquemas constructivos, y a partir de estos se obtuvo la cantidad de materiales y de mano de obra necesarios para la construcción de un metro lineal de cada tipo de muro.

La comparación entre costos por metro lineal muestra que en los muros diseñados es factible construir muros de retención de mampostería con suelo reforzado a un menor costo que el de los muros de retención de mampostería reforzada.

EMPUJE DE TIERRAS, MUROS DE RETENCIÓN.

Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.

Escuela de Ingeniería Civi

Capítulo 1. Introducción

1.1 Justificación

1.1.1 El Problema Específico

Debido a la topografía de nuestro país la construcción de muros de retención es un tema frecuente, dado que en la mayoría de los casos se deben realizar cortes en el terreno y movimientos de tierra para la construcción de obras civiles, ya sean carreteras, puentes, casas, etc.,.

Existen diferentes tipos de muros de retención, los cuales se adaptan a las diferentes necesidades constructivas. Entre los más conocidos pueden mencionarse los muros de retención de gravedad, los cuales utilizan su peso propio para estabilizar el talud, como los muros de gaviones, otros en cambio utilizan refuerzos de acero para soportar los esfuerzos del muro, uno de estos son los muros en voladizo, como los diseñados en el presente trabajo.

Estos últimos, son uno de los sistemas de retención más utilizados en Costa Rica, debido a la facilidad de construcción que caracteriza a la mampostería, y a que el sector de la construcción está familiarizado con su proceso constructivo.

No obstante, en los últimos años un nuevo tipo de muro ha venido tomando fuerza en el mercado mundial de la construcción, llamado muro de retención de suelo reforzado, desarrollados por Henry Vidal en el año 1966¹ en Francia. Este tipo de diseño se caracteriza por combinar un material granular sin cohesión, la tierra, con un material resistente a la tracción, ya sean armaduras o geosintéticos, lo que da como resultado un material anisotrópicamente coherente, muy resistente, flexible, de rápida y fácil construcción.

▪ ¹ Braja, Das (1999). *Principio de ingeniería de cimentaciones*. Estados Unidos: Internacional Thompson Editors.

Entre las principales características y ventajas de este tipo de muro está el hecho de que su sección es constante sin importar la altura, ya que la tierra adquiere propiedades auto soportantes, lo que hace que esta se vuelva parte del muro de retención. Otra característica importante es que la "piel" del muro, es decir las piezas de concreto que lo limitan, no cumplen una función estructural, sino meramente de acabado y protección contra la erosión. Además estos muros son de muy fácil y rápida construcción, ya que se construye la cara del muro y el relleno simultáneamente, contrario a los muros de mampostería reforzada donde se construye primero la cara, se espera una cantidad de tiempo para que el muro fragüe y por último se coloca el relleno.

Normalmente estos muros están constituidos por un material granular con un ángulo de fricción alto, la tierra, un elemento resistente a la tensión, las armaduras o fibras, y un paramento, que es lo que limita al muro y en la mayoría de los casos son piezas prefabricadas de concreto, que en algunos casos pueden pesar aproximadamente una tonelada. Estas piezas están patentadas por las diferentes compañías constructoras que se han dedicado a la construcción de muros de suelo reforzado.

Actualmente este sistema no es muy utilizado en el país para muros de retención de alturas menores a los tres metros, a pesar de todas sus ventajas. Esto podría ser debido al sobre costo que representa el hecho de que estos muros estén patentados, es decir cada compañía maneja su propio paramento y lo puede fijar al precio que determinan los fabricantes.

El presente trabajo realiza el diseño de un muro de suelo reforzado utilizando como paramento bloques de mampostería tipo A con una resistencia a la compresión de $100 \frac{kg}{cm^2}$, y utilizando como refuerzo contra la falla del suelo una geomalla.

Se diseñan muros de retención de dos, tres y cuatro metros, iniciando con muros de mampostería reforzada, y posteriormente muros de retención de mampostería con suelo reforzado. Con el fin de obtener las cantidades necesarias de materiales en cada caso, y realizar un análisis comparativo entre las mismas.

De esta manera se intentara probar que se pueden diseñar y construir muros de retención que utilicen la tecnología del suelo reforzado mecánicamente, pero sin tener que pagarle a alguna empresa el sobre costo de los paramentos prefabricados. Además se tratará

de demostrar mediante la comparación de cantidades por metro lineal, que los muros de suelo reforzado son una solución más económica que los muros de mampostería normales.

1.1.2 Importancia

La falla de taludes, tanto naturales como producidos por cortes de terreno, en especial en la época lluviosa cuando la resistencia del suelo es menor, provoca muertes todos los años en nuestro país. Por lo que la construcción de muros de retención que eviten estas fallas es de suma importancia. En nuestro país uno de los sistemas más usados es el de muros de retención de mampostería en voladizo, el cual es un sistema practico debido a que no es necesario el uso de encofrados.

En los últimos 35 años un nuevo tipo de muro de retención que utiliza piezas prefabricadas ha venido tomando fuerza en el mercado global de la construcción. Estos son los muros de suelo reforzado, los cuales presentan ciertas ventajas en comparación con otros tipos de muros de retención; como por ejemplo su sección es constante sin importar la altura, esto debido a que la tierra es reforzada mediante armaduras o fibras, que hacen que esta se vuelve parte del muro de retención y no transmita los empujes a la cara del muro. Por lo que las piezas prefabricadas que forman la piel o paramento del muro no cumplan una función estructural, como en el caso de los muros de retención de mampostería, sino más bien de protección del muro contra la erosión y de acabado final.

Además necesitan una placa de cimentación pequeña, la cual soporta solamente el peso de la cara del muro, por lo que el uso de concreto es poco. No es necesario utilizar concreto de relleno, por lo que su construcción puede resultar ser más económica que la de los muros de mampostería reforzada.

La principal desventaja de este sistema es que el mismo ha sido patentado por las diferentes empresas constructoras de soluciones geotécnicas del país, por lo que permite ser utilizada solamente si se compran los materiales a estas empresas. Este proyecto pretende dar una alternativa a este problema, al proponer diseñar muros de retención que utilicen la tecnología del suelo reforzado, pero en lugar de utilizar piezas prefabricadas como paramento, utilicen bloques de mampostería normales tipo A con una resistencia a la compresión de $100 \frac{kg}{cm^2}$.

De comprobarse que los muros de mampostería con suelo reforzado necesitan menos materiales para su construcción que los muros de mampostería reforzada. Y que estos se pueden construir utilizando bloques de mampostería normales y no las piezas prefabricadas, se estaría realizando un aporte a la construcción costarricense.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Diseñar y comparar muros de retención de mampostería reforzada y muros de retención de mampostería con suelo reforzado.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Definir el tipo de suelo y las diferentes cargas a ser utilizadas en el diseño de los muros de retención
- Definir los parámetros geométricos requeridos para el diseño estructural de los muros de retención
- Diseñar estructuralmente muros de retención en mampostería reforzada para las alturas variables de dos, tres y cuatro metros
- Diseñar estructuralmente muros de retención de mampostería con suelo reforzado para las alturas variables de dos, tres y cuatro metros
- Realizar un análisis de estabilidad contra el volcamiento, deslizamiento y capacidad de soporte, de los muros diseñados, según los factores de reducción establecidos por el Código Costarricense de Cimentaciones para el uso del método último

- Calcular los materiales y costos para la construcción tanto de los muros de mampostería reforzada como de los muros de mampostería con suelo reforzado
- Realizar un análisis comparativo entre las cantidades de materiales necesarios para la construcción de los diferentes muros de retención

1.3 Delimitación del Problema

1.3.1 Alcances

El presente proyecto se limita al diseño de seis muros de retención, dos muros de dos metros de altura, dos muros de tres metros de altura y por último dos muros de cuatro metros de altura. Tres de estos serán diseñados como muros en voladizo de mampostería reforzada, otros tres muros serán diseñados utilizando la tecnología del suelo reforzado, con la variación de que se adaptara la misma para el uso de un paramento de bloques de mampostería tipo A y el uso de geomallas.

El diseño de los muros en voladizo de mampostería reforzada de dos, tres y cuatro metros se realizará siguiendo las normas del capítulo 9 y del Apéndice A del Código Sísmico de Costa Rica (2010) para las condiciones iniciales supuestas, las cuales serán constantes para los seis muros. Posteriormente se revisara la estabilidad de los muros según el capítulo 6 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009).

El diseño de los muros de retención de suelo reforzado de dos, tres y cuatro metros se realizará con las mismas condiciones iniciales mencionadas anteriormente. El diseño presentado, a diferencia del de los muros de suelo reforzado convencionales cuyo paramento está compuesto de piezas de concreto prefabricadas en forma de cruz, utilizara un paramento compuesto de bloques de mampostería tipo A. Y en lugar de armaduras de acero para reforzar el suelo se utilizarán geomallas.

Posteriormente, se realizarán utilizando AutoCAD 2012, los esquemas de construcción de los seis muros. A partir de los cuales se calcularán las cantidades de material necesarias para la construcción de los muros por metro lineal.

Por último se realizara un análisis comparativo entre los costos constructivos de las cantidades de materiales y la mano de obra necesaria para la construcción de los muros de mampostería y las necesarias para los muros de suelo reforzado, con el fin de determinar qué solución es más económica para las condiciones de diseño.

1.3.2 Limitaciones

- En los muros a diseñar se considera que el relleno retenido por los muros es horizontal, es decir sin tomar en cuenta que el terreno retenido forme una cuña detrás de la cara del muro
- El sistema de muros de suelo reforzado utilizando bloques de mampostería convencionales nunca ha sido utilizado en el país por lo tanto no se tienen antecedentes de construcción o diseño
- El diseño de los drenajes queda fuera del alcance de este trabajo, pero se asume que hay un adecuado drenaje que evite presiones hidrostáticas detrás del muro, ya que estas no se tomaran en cuenta en el diseño. Sin embargo si se toma en cuenta el costo del drenaje en los dos tipos de muro.
- Solo se diseñaran los muros para el empuje de tierras propuesto por Rankine
- No se considerara el aporte de la adherencia del suelo a la resistencia total contra el deslizamiento
- No se considera una sobrecarga detrás del muro, los muros serán diseñados tomando en cuenta el empuje de tierras y el empuje sísmico

- En el cálculo de costos de los muros no se toma en cuenta el factor tiempo de construcción, solamente el costo de los materiales y al mano de obra

1.4 Antecedentes Teóricos y Prácticos

La falla e inestabilidad de taludes de tierra representan uno de los principales problemas a resolver por la ingeniería geotécnica, por ello a lo largo de la historia se han desarrollado diferentes sistemas de muros de retención para estabilización de taludes.

Para el diseño los muros de retención de mampostería reforzada en voladizo se tomaran como guía el Capítulo 9 y el apéndice A del Código Sísmico de Costa Rica (2010) así como las notas del curso Estructuras de Mampostería. Sumado a esto se han desarrollado algunos proyectos de graduación que describen el diseño de muros en voladizo de concreto reforzado, el cual es un diseño similar al de los muros de mampostería.

Para el cálculo de las fuerzas que actúan tanto sobre los muros de mampostería reforzada como sobre los de mampostería con suelo reforzado se cuenta con el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009), el Código Sísmico de Costa Rica (2010), el libro Principio de Ingeniería de Cimentaciones (Braja, 1999), y los proyectos de graduación mencionados en la bibliografía en los cuales se han diseñado muros de retención y se han calculado los esfuerzos a los cuales estos están sometidos.

Para los muros de suelo reforzado, se cuenta con información disponible en las páginas web de los diferentes fabricantes de este sistema. Además de dos proyectos de graduación en que se describen los muros de retención de Tierra Armada, los materiales que componen el sistema, las fuerzas a las cuales están sometidos estos muros, que son las mismas a las que están sometidos los muros de mampostería, para el presente proyecto. Los tipos de falla que se pueden presentar y algunas consideraciones a tomar en cuenta en el diseño.

Como base para su diseño se cuenta con el proyecto de graduación, Análisis comparativo de costos entre muros de tierra armada y muros reforzados (Cespedez, 1974), el cual hace un análisis comparativo de costos entre muros de retención de concreto

reforzado y muros de tierra armada. A su vez se toma en cuenta el proyecto de graduación, Diseño muro de contención en el vertedor de excedencias proyecto hidroeléctrico Sandillal estudio de factibilidad del uso de la tierra armada y los geotextiles (Moreira ,1987), se estudia la posibilidad del uso de la Tierra Armada para el diseño de un muro de retención en un vertedor de excedencias.

Además en cuanto a la teoría hay estudios que se han desarrollado a lo largo de los últimos 45 años, luego de la invención de la Tierra Armada en 1966² por Henry Vidal, como por ejemplo estudios del comportamiento de los muros ante sismos realizados en la Universidad de California y el Laboratorio de Caminos y Ferrocarriles de Japón.

En nuestro país, el diseño de muros de retención de suelo reforzado utilizando bloques de mampostería tipo A de paramento nunca ha sido implementado, por lo que no hay antecedentes prácticos ni teóricos en este sentido, ya que siempre se utilizan las piezas prefabricadas. Tampoco se han realizado proyectos de graduación sobre este tema.

▪ ² Braja, Das (1999). *Principio de ingeniería de cimentaciones*. Estados Unidos: Internacional Thompson Editors.

Capítulo 2. Muros de Retención

La función de los muros de retención, tal como su nombre lo dice, es retener una masa de suelo suelta, para eliminar el talud del terreno y así crear un mayor espacio aprovechable, además de reducir el riesgo de que el talud sufra un deslizamiento.

Los muros de retención se encuentran en contacto directo con el suelo, lo que origina esfuerzos en la estructura. La magnitud de los esfuerzos varía dependiendo de las características del suelo y el tipo de drenaje. El tipo de empuje varía según el movimiento relativo que se genera entre el muro y el suelo.

A continuación se presenta una explicación detallada de cada una de las fuerzas que intervienen en la estructura y los requisitos de estabilidad mencionados anteriormente.

2.1 Fuerzas que intervienen en el diseño de los muros de retención

La teoría de empuje de tierras se desarrolla partiendo de los esfuerzos en una masa de suelo homogénea e isotrópica, con un peso específico γ , que se encuentre en superficie horizontal y que tenga una cohesión nula. Como se muestra en la siguiente figura.

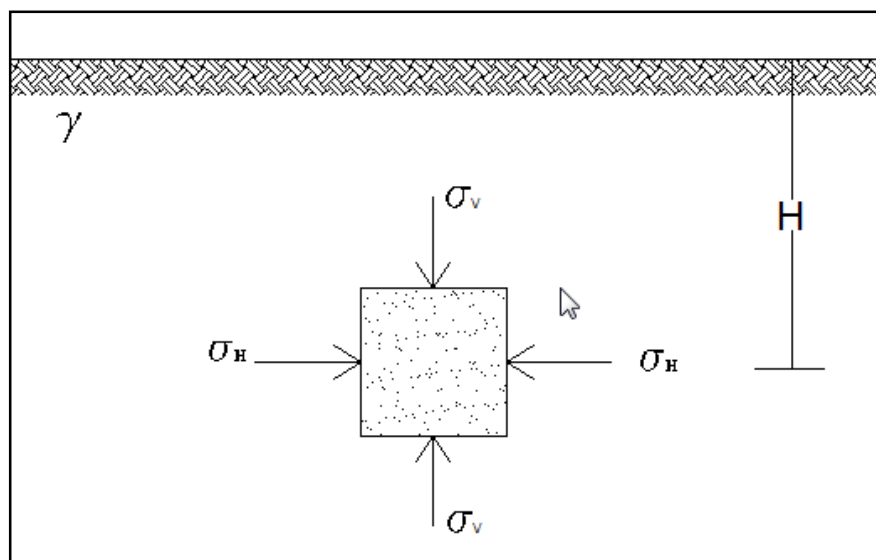


Figura 1 Esfuerzos sobre una masa de suelo

A partir de esta figura el esfuerzo vertical σ_v a una profundidad H, es igual al peso de la tierra hasta esa profundidad.

$$\sigma_v = \gamma_s * H \quad (2.1)$$

Como se menciona anteriormente, el tipo de empuje lateral varía dependiendo del movimiento relativo que sufra el muro con respecto al suelo. Según esta clasificación, la presión en el muro puede ser en reposo, activa o pasiva. La siguiente figura ilustra estos tres tipos de presión

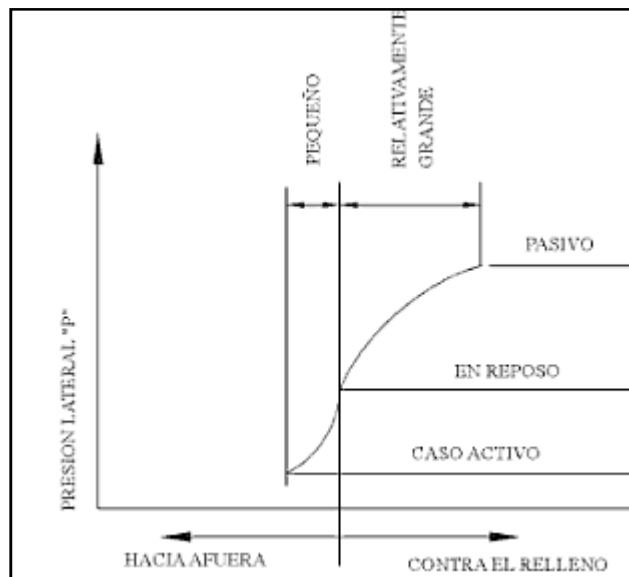


Figura 2 Tipo de presión según desplazamiento del muro. (CCCR,2002)

2.1.1 Presión Natural o de Reposo

Esta presión se produce cuando el muro se encuentra en reposo y no se permite que se mueva en ninguna dirección. Su magnitud depende de las propiedades físicas del suelo y aumenta con la profundidad y está dada por la siguiente expresión.

$$\sigma_h = k_0 \sigma_v \quad (2.2)$$

Donde k_0 es el coeficiente de presión de tierra en reposo y se puede obtener por la siguiente expresión

$$k_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.3)$$

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo

2.1.2 Presión Activa de Tierra

Esta presión se da cuando el muro se mueve alejándose del suelo, es decir la produce el relleno. El esfuerzo vertical permanece constante, pero el esfuerzo horizontal se reduce hasta un valor mínimo antes de que se produzca la falla por cortante en el suelo. Este valor es conocido como empuje activo. Su magnitud depende de las propiedades físicas del suelo, de la magnitud de las deformaciones y aumenta con la profundidad. La siguiente expresión permite conocer la magnitud de la presión activa.

$$\sigma_h = k_a \sigma_v \quad (2.4)$$

Donde k_a es el coeficiente de presión de tierra activa. Existen varias teorías para determinar este coeficiente. Se utilizara la teoría descrita por Rankine, que considera que para un muro sin fricción, con un relleno horizontal k_a se puede obtener por la siguiente expresión.

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.5)$$

Por lo tanto el esfuerzo de empuje activo de tierra dada por la teoría de Rankine sería

$$\sigma_a = \gamma_s z \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

Donde γ_s es el peso específico del suelo (kg/m³) y z es la profundidad a la cual se calcula la presión. La magnitud del empuje activo, aumenta linealmente con la profundidad, lo que genera un diagrama de presión triangular.

Luego la fuerza por unidad de longitud que actúa sobre el muro, cuya resultante es horizontal y se ubica a 1/3 de la altura del muro sobre la base, se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.7)$$

Donde H es la altura total del muro.

2.1.3 Presión pasiva de Tierra

Esta presión se da cuando el movimiento relativo del muro es contrario al descrito en la sección anterior. Es decir, cuando el muro tiende a moverse hacia dentro del suelo. El esfuerzo vertical permanece constante, pero el esfuerzo horizontal aumentara hasta llegar a un valor máximo. Este empuje máximo se conoce como empuje pasivo, y se produce cuando el suelo detrás del relleno falla por cortante. Su magnitud depende de las propiedades físicas del suelo, de la magnitud de las deformaciones y aumenta con la profundidad. La siguiente expresión permite conocer la magnitud de la presión activa.

$$\sigma_h = k_p \sigma_v \quad (2.8)$$

Donde k_p es el coeficiente de presión de tierra pasiva. Existen varias teorías para determinar este coeficiente. Se utilizara la teoría descrita por Rankine, que considera que para un muro sin fricción, con un relleno horizontal k_p se puede obtener por la siguiente expresión.

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.9)$$

Por lo tanto el esfuerzo de empuje pasivo de tierra dada por la teoría de Rankine sería

$$\sigma_p = \gamma_s z \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.10)$$

Donde γ_s es el peso específico del suelo (kg/m³) y z es la profundidad a la cual se calcula la presión. La magnitud del empuje pasivo, aumenta linealmente con la profundidad, lo que genera un diagrama de presión triangular.

La fuerza por unidad de longitud que actúa sobre el muro y cuya resultante es horizontal y se ubica a 1/3 de la altura del muro, se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.11)$$

Donde H es la altura total del muro.

2.1.4 Presión por Sobrecarga

Esta presión se produce cuando sobre el relleno de tierra que es contenido por el muro hay una sobrecarga. Los esfuerzos provocados por la sobrecarga, se traducen en un empuje horizontal. Su magnitud depende de las propiedades físicas del suelo.

2.1.5 Empuje debido al sismo

Esta presión es la fuerza a la cual va a estar sometido el muro, en caso de presentarse un movimiento sísmico que acelere el suelo retenido por el muro.

La magnitud y distribución de este empuje sísmico se regulan en el capítulo 13 del Código Sísmico de Costa Rica (2010), sección 13.8 donde se establece el empuje sísmico sobre muros en voladizo. La fuerza resultante de este empuje se calculó como.

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * \left(\frac{3}{4} K_h \right) \quad (2.12)$$

Donde γ_s es el peso específico del suelo, H es la altura total del muro y K_h es el coeficiente dinámico horizontal, que se obtiene de la tabla 13.2 del Código. El punto de aplicación de esta fuerza de sismo se sitúa a 0.6H sobre la base del muro.

En esta sección también se aclara que de ser necesario, la fuerza obtenida en la ecuación 2.12 puede ser sustituida por una fuerza distribuida, con una variación trapezoidal en la altura del muro, cuya resultante debe tener la misma magnitud y punto de aplicación que la fuerza P. En la siguiente figura se ilustra cómo debe ser esta distribución.

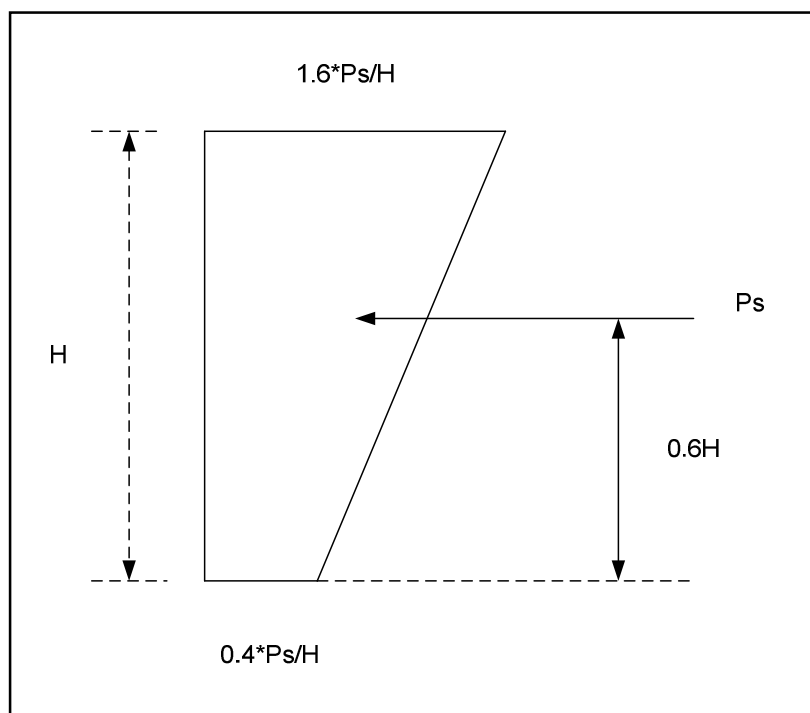


Figura 3 Variación trapezoidal equivalente de la fuerza de sismo

2.1.6 Peso propio de la estructura

El peso propio de la estructura depende del volumen de la misma y del peso específico del concreto. Se determina mediante la siguiente ecuación.

$$W_p = V * \gamma_c \quad (2.13)$$

Donde V es el volumen de la estructura y γ_c es el peso específico del concreto o mampostería.

Por facilidad en el análisis de estabilidad de los muros, la estructura se divide en áreas geométricas simples, para calcular así el peso de cada una de ellas y su línea de acción. (Ver Figura 4)

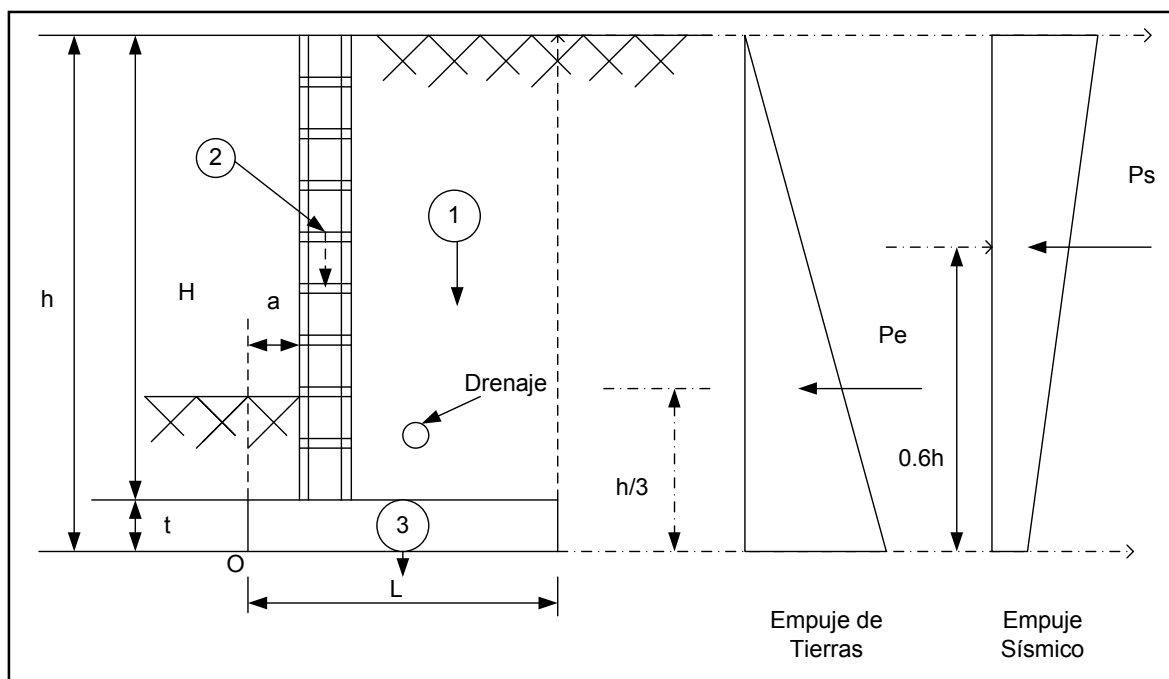


Figura 4 Fuerzas sobre el muro

2.1.7 Peso del terreno

El peso del terreno se calcula para determinar la fuerza que actúa en la punta y el talón de los muros (Ver Figura 4). La fórmula para el cálculo del peso es similar a la ecuación 2.13 con la diferencia de que se sustituye el peso específico del concreto por el peso específico del suelo.

$$W_s = V * \gamma_s \quad (2.14)$$

Donde V es el volumen de suelo y γ_s es el peso específico del suelo.

2.2 Análisis de Estabilidad

Para que un muro de retención funcione adecuadamente es necesario que el mismo sea capaz de soportar los esfuerzos de empuje que actúan sobre él, su peso propio y garantizar la estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento de toda la estructura, así como su estabilidad interna. También deben satisfacerse los requerimientos de capacidad soportante del suelo para evitar asentamientos.

El cumplimiento o no de estos requisitos se verifica por medio de factores de seguridad en caso de utilizar el método de diseño por esfuerzos de trabajo, o por medio de factores de reducción en caso de utilizar el método último de diseño.

Estabilidad Externa

Tanto los muros de retención de mampostería reforzada como los muros de retención de mampostería con suelo reforzado, pueden fallar externamente por tres tipos de fallas, que se describen a continuación.

2.2.1 Análisis de Volcamiento

Ser estable contra el volcamiento es un requisito que todo muro de retención debe cumplir. La relación entre las fuerzas estabilizadoras, que son peso propio del muro y peso de tierra sobre la placa, y las fuerzas que provocan el vuelco, que son el empuje de tierras y el empuje sísmico, debe ser de una magnitud tal, que asegure el equilibrio de la estructura.

El eje de rotación con respecto al cual tiende a rotar un muro se muestra como "O" en las figuras 4 y 32, para un muro de retención de mampostería reforzada y un muro de retención de mampostería con suelo reforzado, respectivamente. Con respecto a este se deben de calcular los momentos provocados por las fuerzas de volcamiento y las fuerzas estabilizadoras.

En el diseño propuesto para este proyecto se utilizó el método último de diseño para revisar el volcamiento de las estructuras. El Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) establece que se debe cumplir con un factor de reducción $\phi = 0.7$, que se aplica al momento estabilizador, siguiendo la fórmula dada para el factor de reducción contra el volcamiento del muro presentada a continuación:

$$\phi = \frac{\sum M_o}{\sum M_r} \quad (2.15)$$

Donde $\sum M_o$ es la sumatoria de los momentos que provocan el vuelco y $\sum M_r$ es la sumatoria de los momentos resistentes al vuelco. Cada una de estas sumatorias va a estar multiplicada por un factor según la ecuación 6-2 o 6-4 del Código Sísmico de Costa Rica (2010), y se muestra en la sección 4 de los apéndices A, B y C.

Es importante recordar que este valor debe ser menor que el factor de reducción previamente establecido, para que se pueda asegurar la estabilidad contra el volcamiento del muro.

2.2.2 Análisis de deslizamiento

La fuerza deslizante de un muro de retención está compuesta por la fuerza sísmica y las fuerzas resultantes de las presiones de tierra detrás del muro.

La fuerza resistente al deslizamiento es la suma de la fuerza pasiva y la fuerza de fricción generada entre el suelo y la base del muro, por el peso del mismo. La fuerza de fricción está dada por la siguiente fórmula.

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta + L * c_a \quad (2.16)$$

Donde $S_{m\acute{a}x}$ es la fuerza total resistente al deslizamiento, $\sum V$ es la sumatoria del peso de la estructura y peso del terreno sobre la estructura, δ es el ángulo de fricción entre el suelo de la fundación y la base de la estructura, para muros de retención de mampostería reforzada y para el caso de los muros de retención de mampostería con suelo reforzado, el ángulo de fricción entre el geotextil y el suelo.

Para los muros de retención de mampostería reforzada se utiliza el criterio del libro "Foundation analysis and design" 5ta edición de Joseph E. Bowles, que indica que para la estabilidad contra el deslizamiento se puede tomar:

$$\delta = 1 * \phi = 25^\circ \quad (2.17)$$

Para los muros de retención de mampostería con suelo reforzado se utiliza el criterio del Manual de Diseño de con Geosintéticos (2009), que indica que para la estabilidad contra el deslizamiento se puede tomar:

$$\delta = 0.85 * \phi = 21.25^\circ \quad (2.18)$$

En la ecuación 2.16 el aporte de la cohesión está dado por $L * c_a$, donde L es la longitud del muro que entrara en contacto con el suelo y c_a la cohesión del suelo. En el presente proyecto, para los diseños se supondrá la cohesión como nula.

En el diseño desarrollado en este proyecto se utilizó el método último de diseño para revisar el deslizamiento de las estructuras. El Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) establece que se debe cumplir con un factor de reducción $\varphi = 0.9$, que se le aplica a la fuerza resistente al deslizamiento, siguiendo la fórmula dada para el factor de reducción contra el deslizamiento del muro presentada a continuación

$$\varphi = \frac{P_e + P_s}{\sum F_r} \quad (2.19)$$

Donde P_e es al resultante de las fuerzas de empuje, P_s es la fuerza sísmica y $\sum F_r$ es la sumatoria de las fuerzas resistentes al deslizamiento, que en el caso de muros de mampostería reforzada serían $S_{máx}$ más la presión pasiva, y para los muros con suelo reforzado sería solo $S_{máx}$. Cada una de estas sumatorias va a estar multiplicada por un factor según la ecuación 6-2 o 6-4 del Código Sísmico de Costa Rica (2010), como se muestra en la sección 4 de los apéndices A, B y C.

Este valor debe ser menor que el factor de reducción previamente establecido, para que se pueda asegurar que el muro no se va a deslizar.

2.2.3 Capacidad Soportante

Todos los esfuerzos que se generan en un muro de retención son transmitidos al suelo, y este debe ser capaz de soportar estos esfuerzos. Para verificar que esto se cumpla, es necesario revisar la capacidad de soporte del suelo, y calcular las dimensiones del muro de tal manera que los esfuerzos generados no vayan a provocar la falla del mismo.

La distribución de esfuerzos debajo del muro va a ser el resultado de la relación existente entre las cargas verticales y los empujes horizontales. Esta relación se mide por medio de la excentricidad, y con base a este valor, se conocerá si la distribución de presiones es triangular o trapezoidal.

Para el cálculo de la excentricidad, se debe primero calcular la sumatoria de cargas verticales $\sum V$. Posteriormente determinar el momento total $\sum M$ resultante de todas las fuerzas con respecto al punto O (Ver figura 4). Luego la excentricidad se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$E = \frac{L}{2} - \frac{\sum V}{\sum M} \quad (2.20)$$

Donde L es la longitud total de la placa, para el caso de muros de mampostería reforzada, o la longitud de la geomalla inferior en los muros de mampostería con suelo reforzado.

El valor obtenido en la ecuación 2.20 se compara con el valor de 1/6 de L. Si la excentricidad es menor que este valor la distribución de presiones tiene forma trapezoidal, y los valores de presión máxima y mínima están dados por las siguientes ecuaciones del capítulo 7 de la 4 edición del libro "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das.

$$Q_{max} = \frac{\sum V}{L * 1m} * \left(1 + \frac{6 * E}{L} \right) \quad (2.21)$$

$$Q_{min} = \frac{\sum V}{L * 1m} * \left(1 - \frac{6 * E}{L} \right) \quad (2.22)$$

Si por el contrario la excentricidad es mayor que $L/6$, la distribución de presiones es triangular. Para el cálculo de los esfuerzos bajo la placa de fundación en una distribución triangular, se utilizaron las ecuaciones encontradas en el capítulo 8, sección 8.10.2 de la 5ª edición del libro "Foundation Analysis and design" de Joseph E. Bowles.

Se debe entonces calcular el área de contacto entre el suelo y el muro para determinar si cumple con el área de contacto mínima establecida en el Código Sísmico de Costa Rica (2010). El área de contacto se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$Ll = 3 * \left(\frac{L}{2} - E \right) \quad (2.23)$$

Luego el valor de presión mínima en este caso es igual a cero, y la presión máxima se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$Q_{max} = \frac{2 * \sum V}{Ll * L} \quad (2.24)$$

En cualquiera de las distribuciones descritas anteriormente se debe comprobar, siguiendo la sección 3.4.1.1 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009), que se cumpla con la siguiente ecuación

$$Q_{max} \leq \phi q_{ult} \quad (2.25)$$

Donde q_{ult} es la capacidad soportante última de la cimentación. Esta se obtiene a partir de reducir la capacidad permisible obtenida del estudio de suelos, multiplicándola por el factor de reducción de la resistencia del suelo, de la tabla 13.1 del CSCR (2010), y luego multiplicando este valor por un factor de 3, que es el factor de seguridad que le aplican los que proveen la información del estudio de suelos.

Estabilidad Interna

Además de asegurar que el muro cumpla con la estabilidad externa. Se tiene que garantizar la estabilidad interna de los diferentes componentes del muro.

En los muros de mampostería con suelo reforzado, se debe verificar la estabilidad interna de sus componentes estructurales, verificar que no se produzca el rompimiento de las geomallas, ni la falla de los anclajes conectores de la geomalla a los bloques. Para esto se usa la información dada por el fabricante de las geomallas (Anexo C), sin embargo en el caso de los muros de mampostería reforzada, se debe comprobar el diseño estructural del muro. En ambos casos estas comprobaciones se desarrollan en los capítulos siguientes.

2.3 Suelo Reforzado

El suelo reforzado se obtiene de la unión de un material granular o con poca cohesión, con elementos lineales resistentes a la tracción, ya sean armaduras o fibras. Esto da como resultado un material anisotrópicamente coherente, muy resistente, económico flexible y de fácil construcción.

Son de sección constante sin importar su altura y usualmente están compuestos por, la piel o paramento, que en el presente diseño será de bloques de mampostería, armaduras o fibras resistentes a la tracción, se utilizaron geomallas, relleno granular compactado en capas y un sistema de drenaje, cuyo diseño queda fuera del alcance de este proyecto, se asume puede garantizar el drenaje adecuado del relleno, para que no existan presiones hidrostáticas detrás del muro.

Para verificar su estabilidad hay que verificar, como se mencionó anteriormente:

- Estabilidad del conjunto suelo reforzado (deslizamiento, volcamiento, capacidad de soporte)
- Estabilidad Interna(geometría, construcción, compactación)
- Drenaje

Las geomallas son materiales poliméricos de alto módulo elástico, como el polipropileno y el polietileno y son fabricadas por estirado.

Su función principal es el refuerzo, son materiales sumamente rígidos, tienen forma de red con grandes aberturas, con diferentes dimensiones, por lo general son suficientemente grandes para permitir la trabazón con el suelo o roca para realizar las funciones de refuerzo. Pueden ser uniaxiales o biaxiales, en el presente diseño se utilizaron geomallas uniaxiales. (Anexo C)

Las uniaxiales son producidas de tal manera que el producto tiene una alta resistencia unidireccional a la tensión y alto módulo elástico.

Capítulo 3. Metodología y Consideraciones de Análisis y Diseño

Con el fin de lograr homogeneidad en los diseños y hacer válida la comparación final entre los diferentes muros diseñados se determinaron ciertas variables de diseño que permanecen constantes en ambos tipos de muros, como las cargas a las cuales están sometidos y la topografía del terreno donde se construirán.

Por otra parte es necesario definir los tipos de materiales constructivos y las características físicas del suelo a utilizar en los diseños.

A continuación se describen los tipos de muros a diseñar, la definición de variables para cada caso y las características de los materiales a utilizar.

3.1 Muros de Retención a Diseñar

Se diseñaron seis muros, tres de mampostería reforzada y tres de mampostería con suelo reforzado. En todos los casos del diseño, la topografía del terreno y la cantidad de bloques enterrados permanece constante, lo anterior con el objetivo de validar la comparación de volúmenes excavados.

Además los tipos de muros diseñados estarán sometidos a las mismas cargas de empuje y sísmicas, según se describieron en el capítulo anterior. Ninguno se diseñara para resistir sobrecargas o presiones hidrostáticas.

Por último los materiales de relleno y de construcción serán de la misma calidad, esto con el fin de hacer una comparación presupuestaria más equitativa.

En la siguiente figura se observa el esquema general del muro de retención de mampostería reforzada de dos metros de altura.

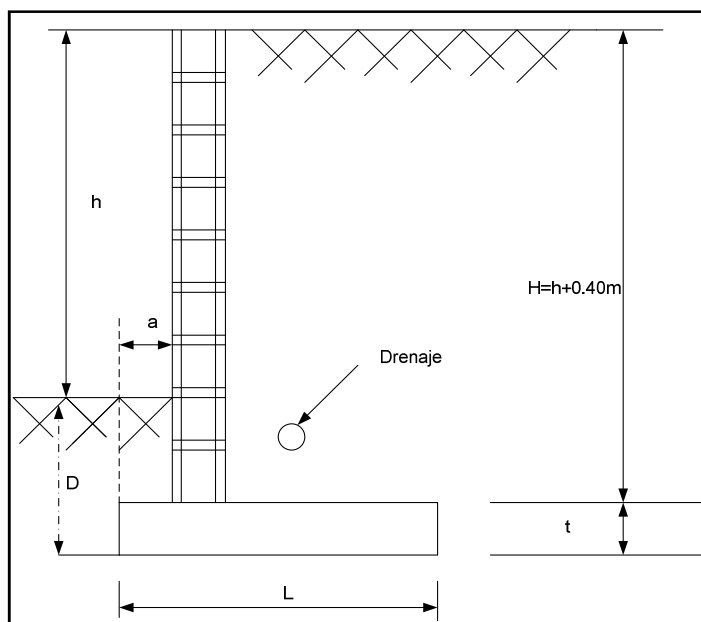


Figura 5 Esquema general muro de retención de mampostería reforzada

Para los muros de tres y cuatro metros los bloques se tuvieron que colocar de canto por lo que el esquema general de los mismos se muestra a continuación.

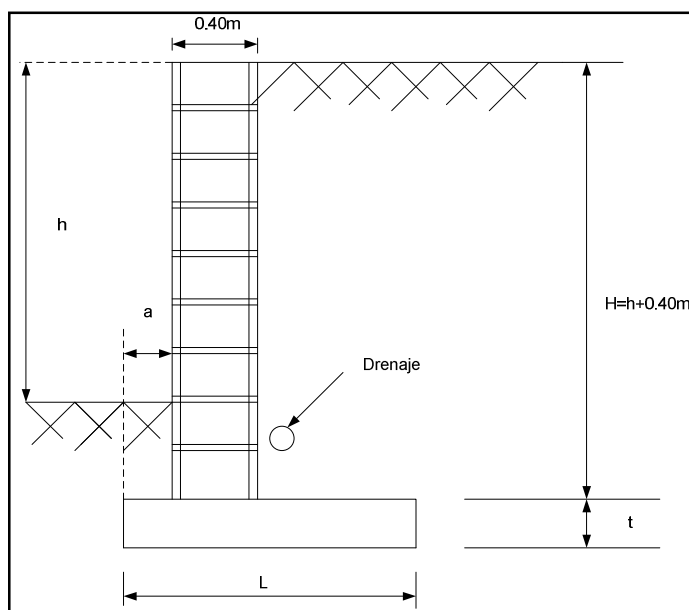


Figura 6 Esquema muro de retención de mampostería reforzada de tres y cuatro metros

El esquema general de los muros de cuatro, tres, y dos metros en mampostería con suelo reforzado se muestra a continuación.

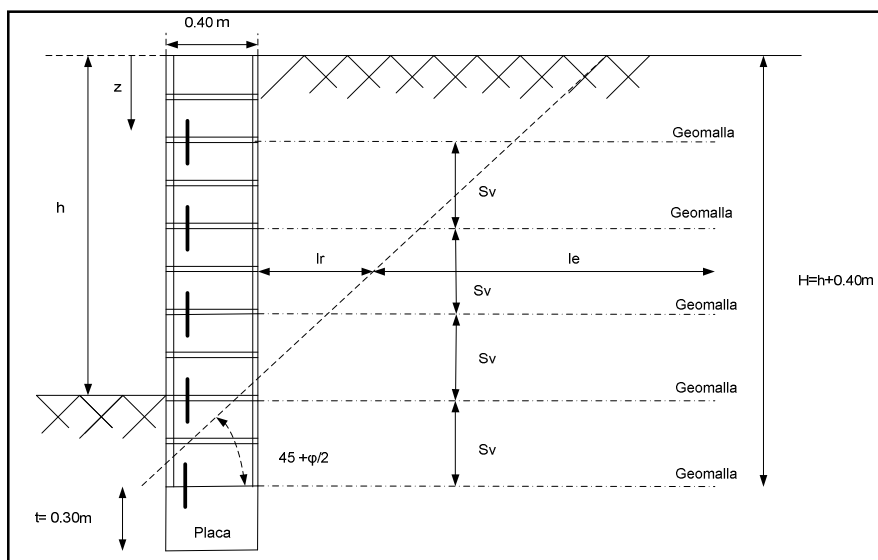


Figura 7 Esquema general muro de retención de mampostería con suelo reforzado

3.2 Características de los materiales

3.2.1 Tipo de suelo

Para el diseño de ambos tipos de muros, se tomó como referencia el suelo en sitio del estudio de suelos (Anexo A) el cual sitúa al suelo según la clasificación del Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) y el código Sísmico de Costa Rica (2010) en un suelo con tipo de cimentación S3 y en la zonificación sísmica III. Este es el tipo de suelo más común en Costa Rica, por lo que resulta válido diseñar los muros para este tipo.

Es necesario aclarar que a partir de este estudio de suelos, se decidió suponer que todo el suelo iba a tener las características de la capa 1 en toda la profundidad, y que a la profundidad excavada no iba a haber presencia de nivel freático. La capacidad de soporte y las propiedades físicas del suelo se describen en el siguiente cuadro.

Cuadro 1 Propiedades físicas y capacidad de soporte del suelo

itém	Valor
Peso unitario húmedo (γ_s)(kg/m ³)	1690
Ángulo de fricción	25.0°
Coefficiente de presión activa (Ka)	0.41
Coefficiente de presión pasiva (Kp)	2.46
Capacidad de soporte del suelo (FS=3) (Ton/m ²)	20

3.2.2 Materiales a utilizar

Para el diseño de los muros se supuso que se utilizarían los siguientes materiales para ambos muros.

- Bloques de Mampostería Clase A $F_m = 100 \frac{kg}{cm^2}$ (Anexo B)
- Concreto para Fundaciones de $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto para sello de fundaciones $F_c = 105 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto de Relleno para mampostería clase A de $F_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Piedra de Relleno para mampostería tipo quintilla
- Acero grado 60 $F_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$ (Anexo A)
- Geomalla tipo TT050 y TT070 (Anexo C)
- Grava para el relleno

3.3 Muros de Retención de Mampostería reforzada

A continuación se describe la metodología seguida para el diseño de los tres muros de retención de mampostería reforzada

3.3.1 Dimensiones iniciales

El primer paso en el diseño de los muros es determinar las dimensiones de los mismos. Las dimensiones iniciales se eligieron a partir de las sugeridas en las notas del curso de "Diseño de Estructuras de Mampostería". Conociendo la altura del muro, que es H , se procede a determinar la base de los muros (L), la punta del muro (a') y el espesor de la placa del muro (t) como se muestra en las figuras 5 y 6. Las dimensiones anteriores se calculan a partir de las siguientes expresiones.

$$L = \frac{3}{4}H \quad (3.26)$$

$$a' = \frac{L}{5} \quad (3.27)$$

$$t = \frac{H}{7} \quad (3.28)$$

Para el desplante (D) de todos los muros se supuso que se entierran dos hiladas de bloques, por lo que la ecuación del desplante sería.

$$D = t + 40cm \quad (3.29)$$

3.3.2 Empuje de tierras y sismo

El cálculo de los empujes de tierra, tanto activos como pasivos y el empuje sísmico se hicieron de acuerdo a las ecuaciones del capítulo anterior 2.7, 2.11 y 2.12 respectivamente.

Para el cálculo de las presiones sobre la cara del muro, que se necesitan para el cálculo de acero a flexión y cortante en el muro, se utilizaron las ecuaciones 2.7 y 2.12 para el H del muro. Como se muestra en la sección 2 de los apéndices A, B y C.

Mientras que para el cálculo de las presiones de tierra y sísmica que actúan en el cálculo de la estabilidad contra el volcamiento y el deslizamiento, se utilizaron las ecuaciones 2.7, 2.11 y 2.12 para una altura igual a la suma de la altura del muro (H) más el espesor de la placa del muro (t), como se muestra en la sección 4.1 de los apéndices A, B y C.

3.3.3 Cálculo Acero Flexión y cortante muro

Para el diseño de la pared y de la placa del muro se utilizó el diseño por resistencia última. Lo que significa que la resistencia de cada elemento del muro será al menos igual a la requerida por las combinaciones de carga recomendadas por el Código Sísmico de Costa Rica (2010) en la sección 6.2. La resistencia requerida se obtiene multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga o mayoración que indica el código.

Estas ecuaciones son las siguientes

$$Ec\ 6.1\ C_u = 1.4CP \quad (3.30)$$

$$Ec\ 6.2\ C_u = 1.2CP + 1.6CT + 1.6CE \quad (3.31)$$

$$Ec\ 6.3\ C_u = 1.05CP + 0.5CT + -CS + CE \quad (3.32)$$

$$Ec\ 6.4\ C_u = 0.95CP + -CS + CE \quad (3.33)$$

Donde

C_u = carga última de Diseño

CP = carga permanente

CT = carga temporal

CS = Carga sísmica

CE = carga por empuje

En el caso de un muro de retención las únicas cargas laterales que este va a soportar son: la carga de empuje de tierras en el caso estático y la carga sísmica más el empuje de

tierras en el caso dinámico, es decir no hay carga temporal ni permanente. Por lo tanto, las ecuaciones anteriores se reducen a lo siguiente:

$$\text{Ec 6.2 } C_u = 1.2CP + 1.6CT + 1.6CE = \mathbf{1.6CE} \quad (3.34)$$

$$\text{Ec 6.3 } C_u = 1.05CP + 0.5CT + -CS + CE = \mathbf{CS + CE} \quad (3.35)$$

$$\text{Ec 6.4 } C_u = 0.95CP + -CS + CE = \mathbf{CS + CE} \quad (3.36)$$

Dado que las ecuaciones 3.35 y 3.36 dan el mismo resultado. Para el cálculo de las fuerzas últimas de diseño se utilizaron las ecuaciones 3.34 como la 6.2 del Código Sísmico de Costa Rica (2010) y la 3.36 como la 6.4, como se muestra en la sección 2.3 de los apéndices A, B y C.

Luego de determinar cuál es la resistencia requerida para cortante y momento flector se procede a realizar el diseño estructural del muro.

3.3.3.1 *Diseño a Flexión*

Para el diseño a flexión se tiene que cumplir la siguiente expresión

$$M_{u2} < \phi M_n \quad (3.37)$$

Donde M_{u2} es el momento último de diseño, y lo conocemos a partir de la sección 2.3 de los apéndices A, B y C. Y M_n es la resistencia nominal a flexión y ϕ es el factor de reducción a la resistencia nominal a flexión para mampostería clase A, que según la tabla 9.1 del CSCR (2010) se obtiene de la siguiente manera

$$\phi = 0.80 - \frac{1.5Pu}{Ae * F_m} \quad (3.38)$$

Como en este caso P_u es despreciable $\phi = 0.80$. Se necesita conocer la resistencia nominal a flexión, para verificar la ecuación 3.37, esta se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$M_n = A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.39)$$

Donde A_s es el área de acero vertical a colocar, F_y es el esfuerzo de fluencia del acero, d es la distancia del centroide del acero a tensión hasta la fibra externa del concreto a compresión, y a es el área en compresión dentro de la mampostería. d y a se obtienen a partir de las siguientes expresiones.

$$d = eb - gp - rm \quad (3.40)$$

Donde eb es el espesor del bloque, que en el apéndice A es de 20 cm y en los apéndices B y C, es de 40 cm, debido a que los momentos que soportan los muros de tres y cuatro metros son muy altos, si el bloque se coloca de manera convencional, la limitación de diámetro máximo de varilla, que se definirá más adelante, no permite colocar la cantidad de acero necesario. Por lo que los bloques se colocan en estiba, para así aumentar d y disminuir la cantidad de acero requerido. gp es el grueso de la pared del bloque, que se obtiene del anexo B, y rm es el recubrimiento mínimo establecido por la sección 9.3.5c del CSCR (2010) como 2.5cm.

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F_m * 100cm} \quad (3.41)$$

Donde A_s es el área de acero a colocar, F_y es el esfuerzo de fluencia del acero y F_m es la resistencia a la compresión de la mampostería.

Para obtener la resistencia nominal a flexión primero debemos determinar el área de acero vertical aproximado que necesitamos, que se obtiene de sustituir la ecuación 3.39 en

la ecuación 3.37, luego de despejar A_s y simplificar $\left(d - \frac{a}{2}\right)$ a $0.9d$. Finalmente se obtiene la siguiente expresión.

$$A_{s\text{aprox}} = \frac{Mu_2 * 100}{\phi * .09 * d * F_y} \quad (3.42)$$

Luego de determinar el área de acero vertical aproximado, se verifica el diámetro máximo de varilla a colocar, según la sección 9.3.3.c del CSCR (2010)

$$\phi_{\text{max}} = \frac{eb}{8} \quad (3.43)$$

Posteriormente se encuentra el acero mínimo total y el acero mínimo en una dirección para cumplir con la sección 9.3.3.c del CSCR (2010). A continuación se muestran las expresiones para determinar el acero mínimo total y el acero mínimo requerido en una dirección respectivamente.

$$A_{s\text{mint}} = 0.002 * 100 * eb \quad (3.44)$$

$$A_{s\text{min1d}} = 0.0007 * 100 * eb \quad (3.45)$$

Esto aplica para el muro de dos metros, ya que el código estipula que para los muros en estiba como los muros de tres y cuatro metros es necesario cumplir que el acero horizontal sea el siguiente.

$$A_{s \text{ min } h} = 0.0015 * 100 * eb \quad (3.46)$$

Luego de determinar el área de acero requerido por la ecuación 3.42 se procede a determinar el área de acero a colocar según los diámetros de varilla del Anexo A. Con esta área determinamos a , luego M_n y por último verificamos que se cumpla con la ecuación 3.37.

Para el acero horizontal se cumple la ecuación 3.45 para el muro de dos metros de altura y la ecuación 3.46 para los muros de tres y cuatro metros de altura.

El diseño a flexión de los muros de retención de mampostería reforzada se muestra en la sección 3.1 de los apéndices A, B y C.

3.3.3.2 Diseño a Cortante

Luego de diseñar el muro a flexión se procede a comprobar su capacidad a cortante, que se muestra en la sección 3.2 de los apéndices A, B y C.

Para el diseño a cortante se debe cumplir la siguiente expresión

$$Vu_1 < \phi Vn \quad (3.47)$$

Donde Vu_1 es el momento último de diseño, y lo conocemos a partir de la sección 2.3 de los apéndices A, B y C. Vn es la resistencia nominal a cortante y ϕ es el factor de reducción a la resistencia nominal a cortante para mampostería clase A, que según la tabla 9.1 del CSCR (2010) es de 0.60.

Luego se obtiene la resistencia nominal al cortante a partir de la siguiente expresión

$$Vn = 0.53 * Amv * \sqrt{F_m} \quad (3.48)$$

Donde Amv es el área que soporta cortante y F_m es la resistencia a la compresión de la mampostería. Luego de obtener Vn , se verifica que se cumpla la ecuación 3.47.

3.3.4 Análisis de Estabilidad

Una vez finalizado el diseño estructural del muro, se procede a verificar la estabilidad externa del mismo. Para los muros de retención de mampostería reforzada es necesario realizar el análisis contra volcamiento, deslizamiento y capacidad soportante.

Primero se realiza la revisión del volcamiento y del deslizamiento como se describen en las secciones 2.2.1 y 2.2.2 de la presente investigación y se muestra en la sección 4 de los apéndices A, B y C.

Cuando se realizó la comprobación, con las dimensiones iniciales, de las ecuaciones 2.15 y 2.19 para las diferentes combinaciones de carga, en la combinación propuesta por la ecuación 6.4 del CSCR 2010 no se cumplió con el factor de reducción requerido. Por lo que se procedió a aumentar el largo de la base del muro.

Como solo la longitud de la placa varía, el refuerzo del muro se mantiene igual. Por lo que las fuerzas de volteo permanecen iguales, y volvemos a calcular las estabilizadoras y los factores de reducción, hasta cumplir con los factores de reducción necesarios.

Luego de tener las dimensiones definitivas del muro se procede a verificar la capacidad soportante del suelo según la sección 2.2.3 de la presente investigación y como se muestra en la sección 4.5.5 de los apéndices A, B y C. En todos los muros se cumplió con la relación de la ecuación 2.25 y las distribuciones de presión fueron triangulares.

3.3.5 Diseño de la Placa

Como última fase del diseño, se procedió a realizar el diseño de la placa de los muros de retención. Para lo cual la placa se divide en dos secciones como se muestra en la figura 29.

Para cada una de las secciones se calcula el peso de la placa, y el peso del relleno, luego a partir de estos y de la distribución de presiones bajo la placa, ya conocida en la sección anterior, se determinan el cortante y el momento últimos de diseño. Luego para el cálculo del acero requerido se utilizó la ecuación 3.42, con la diferencia de que el factor de reducción ϕ , en este caso es de 0.90.

Luego de tener el acero requerido por flexión, se determina el acero mínimo por temperatura según la sección 7.12.2.1 del ACI, para definir cuál acero rige, si el requerido o el mínimo. Posteriormente se verifica la separación máxima del refuerzo según la sección

10.5.4 del ACI. Una vez estén definidas la separación y la cantidad de acero a utilizar se calcula la resistencia nominal a la flexión según la ecuación 3.39 y se verifica que la ecuación 3.37 se cumpla.

Para el diseño a cortante de la placa se utiliza la ecuación 3.48, y luego se debe cumplir con la siguiente ecuación.

$$V_u < \frac{\phi V_n}{2} \quad (3.49)$$

Donde ϕ es 0.75. Ese procedimiento se realiza para las dos secciones de la placa del muro, y se muestra en la sección 5 de los apéndices A, B y C.

3.4 Muros de Retención de Mampostería con Suelo Reforzado

A continuación se describe la metodología seguida para el diseño de los tres muros de retención de mampostería con suelo reforzado

3.4.1 Empuje de tierras y sismo

Para el cálculo de las presiones de tierra y sísmicas para determinar la estabilidad interna del muro, se dividió la altura total del muro H, en capas de 40 cm.

Para cada una de las capas, se calcula la presión de suelo a partir de la ecuación 2.7. Como se muestra en la sección 2.1 de los apéndices D, E y F. Luego se calcula la presión sísmica utilizando una variación trapezoidal de la ecuación 2.12, como se mencionó en el capítulo anterior del presente trabajo y se muestra en la sección 2.2 de los apéndices D, E y F.

Mientras que para el cálculo de las presiones de tierra y sísmica que actúan en el cálculo de la estabilidad contra el volcamiento y el deslizamiento, se utilizaron las ecuaciones 2.7 y 2.12 para una altura igual a la suma de la altura del muro (H) más el espesor de la placa del muro (t), como se muestra en la sección 3.1 de los apéndices D, E y F.

3.4.2 Análisis de Estabilidad Interna

Para el análisis de la estabilidad interna de cada una de las capas, que se definieron cada 40 cm para que modulen con la altura de los bloques de mampostería, se calculó la presión de tierra y sísmica.

Luego para el cálculo de la separación vertical de geomalla entre cada capa se utilizó la ecuación 8.48 del capítulo 8 de la 5 edición del libro "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, agregándole la carga de sismo en la variación trapezoidal, según la siguiente fórmula.

$$S_v = \frac{\sigma_G}{(\sigma'_a + \sigma_s) * FS_B} \quad (3.50)$$

Donde

σ_G = resistencia última de la geomalla entre los factores de reducción

$\sigma'_a = (\gamma h K_a)$ Presión activa de tierra a la profundidad z

σ_s = Presión sísmica del CSCR en variación trapezoidal a la profundidad z

S_v = Separación vertical entre capas de la geomalla

FS_B = Factor de Seguridad de la geomalla a la ruptura (1.5)

Para la obtención de σ_G se tiene la siguiente ecuación.

$$\sigma_G = \frac{T_{ult}}{RF} \quad (3.51)$$

Donde

T_{ult} = Resistencia a la tensión última (valores MARV)

RF = Factor de reducción de la resistencia a tensión de geotextiles, que se obtiene de multiplicar el factor de reducción por fluencia, por degradación química y biológica y por colocación.

Para el diseño se utilizó la geomalla tipo TT050 de Amanco cuya resistencia a la tensión última es de 50 KN/m. (Anexo C). Esta resistencia última es correspondiente a los valores mínimos promedio obtenidos en los ensayos de laboratorio. Para obtener la resistencia admisible de diseño a partir de la resistencia última, es necesario aplicar a esta factores de reducción, como se mencionó anteriormente.

Los factores de reducción se eligieron tomando en cuenta que la función de las geomallas es de refuerzo en muros de retención y se utilizaron las tablas del capítulo 3 del Manual de Diseño de Geotextiles (2009), que se muestra en la figura 8.

Área	Daños por instalación	Fluencia	Degradación Química/Biológica
	FR_D	FR_{FL}	FR_{DQB}
Caminos no pavimentados	1.1 a 1.6	1.5 a 2.5	1.0 a 1.6
Caminos pavimentados	1.2 a 1.5	1.5 a 2.5	1.1 a 1.7
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Estabilización de taludes	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Muros de contención	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Fundaciones	1.2 a 1.5	2.0 a 3.0	1.1 a 1.6

Figura 8 Factores de reducción para geomallas en aplicaciones de refuerzo

A continuación se presentan los diferentes factores de reducción.

a) Factor de Seguridad debido a los daños de instalación

Este factor considera los daños que puede sufrir el geosintético durante su instalación. Pueden ser causados por el tránsito de maquinaria pesada sobre la geomalla durante la construcción el muro, o por el contacto entre la geomalla con el material de base y el material de relleno. En este caso, según la figura 8 para muros de contención se eligió un factor de 1.2 que contemple el tránsito de la maquinaria de compactación y los posibles daños que sufra el material durante su manipulación por los obreros.

b) Factor de Seguridad relativo a la fluencia

Este factor contempla la deformación del material en el tiempo, por la acción de una carga constante, lo cual afecta la resistencia del material. Debido a que se está utilizando una geomalla cuya resistencia es mayor que la de un geotextil, y el muro de retención no estará sometido a una sobrecarga solo a la carga constante del empuje del suelo se utilizó un factor de 2.3.

c) Factor de Seguridad debido a la degradación química y biológica

Factor que considera los posibles daños que puede provocar en el material la degradación ambiental, ya sea química o biológica. En este caso se decidió utilizar un factor de reducción de 1.1, ya que las geomallas de poliéster son resistentes a la degradación biológica y química, y las mismas no estarán expuestas a agentes extremos de Ph o temperatura.

Se resumen a continuación los factores utilizados en los tres muros.

Cuadro 2 Factores de reducción utilizados en el cálculo de la resistencia admisible de la geomalla

Factor de Reducción por Fluencia	2.3
Factor de Reducción por Degradación química y Biológica	1.1
Factor de Reducción por Instalación	1.2

El cálculo final de resistencia a la tensión admisible de la geomalla y las diferentes separaciones verticales obtenidas en cada capa se muestran en la sección 2.3 de los apéndices D, E y F, se decidió utilizar como máximo una separación vertical de 60 cm tomando en cuenta las recomendaciones de los diferentes manuales consultados y ajustándolas a la altura de los bloques de mampostería utilizados.

Una vez calculadas las presiones de tierra y sísmicas en cada capa y las separaciones verticales de las mismas, se procede a calcular la longitud de cada geomalla. La longitud total de desarrollo las geomallas está dada por la siguiente ecuación.

$$L = l_r + l_e \quad (3.52)$$

Donde l_r es la longitud de desarrollo en la zona de falla de Rankine y l_e es la longitud de desarrollo efectiva después de la zona de falla. Como se muestra en la siguiente figura.

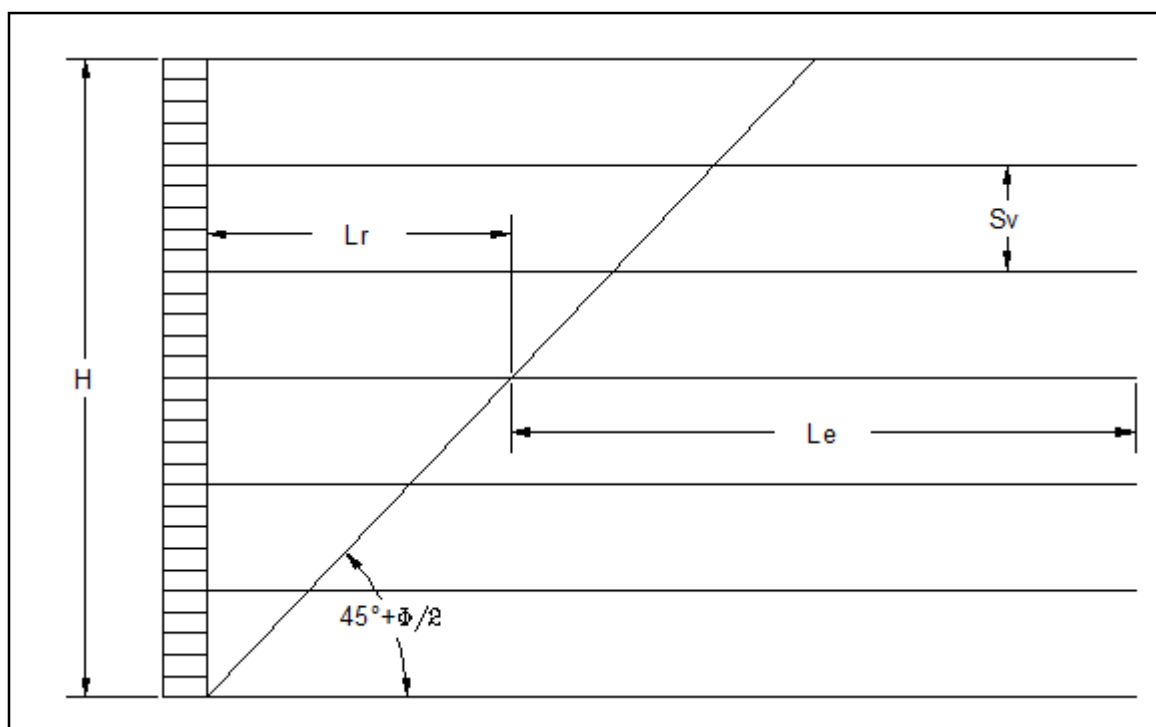


Figura 9 Longitudes de desarrollo de las geomallas

Para el cálculo de las longitudes de desarrollo en cada capa se utilizaron las ecuaciones del capítulo 8 de la 5 edición del libro "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, agregándole la carga de sismo que no incluía.

La longitud de desarrollo L_r se calculó a partir de la siguiente ecuación.

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3.53)$$

Donde H es la altura total del muro, z es a la profundidad que se está calculando la longitud, y ϕ es al ángulo de fricción del suelo.

La longitud de desarrollo efectiva después de la zona de falla L_e , se obtiene a partir de la siguiente manera. Primero como se muestra en la figura 10, existe una fuerza de fricción entre el suelo y la geomalla que será la responsable de evitar la zafadura de la geomalla

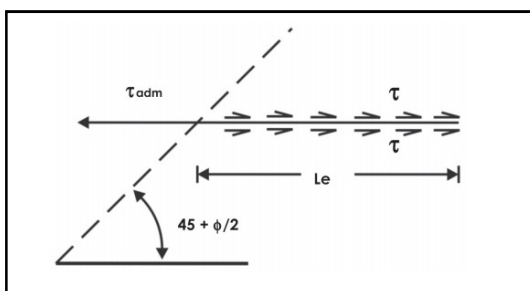


Figura 10 Fuerza de fricción a lo largo de la geomalla

El factor de seguridad contra la zafadura del geotextil está dado por la siguiente ecuación.

$$FS_p = \frac{F_R}{T} \quad (3.54)$$

Donde T es la fuerza máxima en la geomalla por longitud unitaria del muro a una profundidad z y se obtiene según la siguiente expresión.

$$T = (\sigma'_a + \sigma_s) * S_v \quad (3.55)$$

Y F_R , que es la fuerza de fricción máxima que se desarrolla en una geomalla a una profundidad z , de la ecuación.

$$F_R = 2l_e \sigma'_0 \tan \varphi_\mu \quad (3.56)$$

Donde

σ'_0 = Presión vertical efectiva a una profundida z

φ_μ = ángulo de fricción entre el suelo y tirante

Sustituyendo las ecuaciones 3.55 y 3.56 en la 3.54 y luego despejando l_e obtenemos

$$l_e = \frac{FS_p * (\sigma'_a + \sigma'_s) * S_v}{2\sigma'_0 \tan \varphi_\mu} \quad (3.57)$$

Luego de obtener l_r y l_e , estas se suman y se obtiene la longitud total de la geomalla necesaria en cada capa. Se consideró un valor mínimo de l_e de un metro. El cálculo de estas longitudes se muestra en la sección 2.4 de los apéndices D, E y F.

3.4.3 Análisis de Estabilidad Externa

Una vez finalizado el diseño de la estabilidad interna del muro, se procede a verificar la estabilidad externa del mismo. Para los muros de retención de mampostería con suelo reforzado es necesario realizar el análisis contra volcamiento, deslizamiento y capacidad soportante.

Primero se realiza la revisión del volcamiento y del deslizamiento como se describen en las secciones 2.2.1 y 2.2.2 de la presente investigación y se muestra en la sección 3 de los apéndices D, E y F.

Cuando se realizó la comprobación, con las dimensiones de geomallas obtenidas en la estabilidad interna de los muros de tres y cuatro metros de altura, de las ecuaciones 2.15 y 2.19 para las diferentes combinaciones de carga, en las combinaciones propuestas por las

ecuaciones 6.2 y 6.4 del CSCR 2010 no se cumplió con el factor de reducción requerido. Por lo que se procedió a aumentar el largo de la geomalla de la base del muro hasta cumplir con el factor requerido.

Luego de tener las dimensiones definitivas del muro se procede a verificar la capacidad soportante del suelo según la sección 2.2.3 de la presente investigación y como se muestra en la sección 3.4.5 de los apéndices D, E y F. En todos los muros se cumplió con la relación de la ecuación 2.25 y las distribuciones de presión fueron trapezoidales.

3.4.4 Diseño de la Placa

La función de la placa del muro será sostener el peso propio del muro, por lo que se diseñó de la misma dimensión del muro es decir de 40cm de longitud, por lo cual se diseña en flexión para cumplir con el acero por temperatura propuesto por el ACI.

A partir del espesor propuesto se calcula el peso de la placa y del muro para luego determinar el cortante último de diseño. Luego se determina el acero mínimo por temperatura según la sección 7.12.2.1 del ACI, para el sentido transversal y longitudinal de la placa. Una vez estén definidas la separación y la cantidad de acero a utilizar en el sentido longitudinal y transversal, se procede con el diseño a cortante.

Para el diseño a cortante de la placa se utiliza la ecuación 3.48, y luego se debe cumplir con la siguiente ecuación.

$$V_u < \frac{\phi V_n}{2} \quad (3.58)$$

Donde ϕ es 0.75.

Por último se verifica de nuevo la capacidad soportante del suelo para los esfuerzos que le transmite la placa, según la sección 2.2.3 de la presente investigación y como se muestra en la sección 4 de los apéndices D, E y F.

3.4.5 Cálculo conectores de geomalla

Como paso final del diseño de los muros se diseñan los conectores que anclan las geomallas a los bloques de mampostería.

Los conectores serán de varilla grado 60 del diámetro requerido por el diseño. Dado que las geomalla a utilizar se consigue comercialmente en anchos de 2m, se decidió colocar conectores a cada 60 cm, por lo que para determinar la fuerza en cada conector se obtuvo la tensión total en la geomalla por metro lineal, la misma se multiplico por dos metros. Esta fuerza se multiplicó por 0.60 m que sería el área efectiva de soporte de cada conector, como se muestra en la siguiente figura.

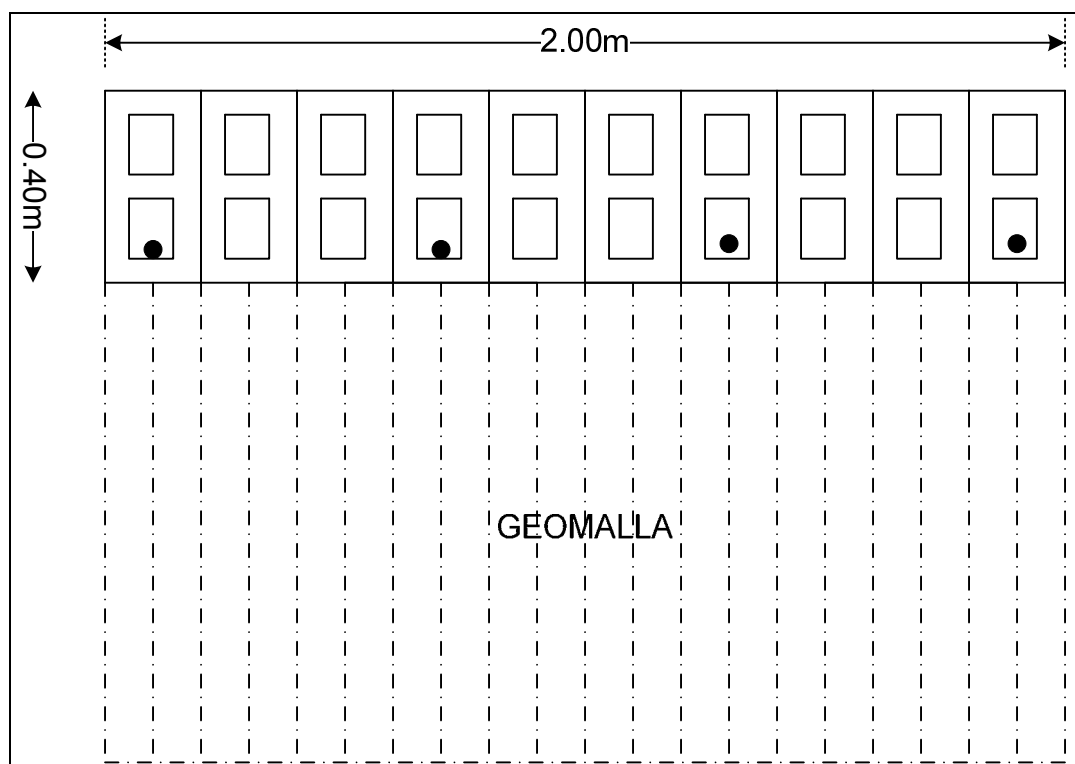


Figura 11 Distribución de conectores

A partir de la T_{max} a la que está sometido el conector, se propuso un diagrama de cuerpo libre de un conector de 20cm de longitud que se encuentra simplemente apoyado. De este se obtiene el valor del cortante y el momento último de diseño.

Posteriormente, de las especificaciones AISC 360-10 para construcciones de acero tenemos las fórmulas para resistencia a flexión (sección F.11) y a cortante (sección G.6) del acero, que son las siguientes.

$$\phi M_n = \phi S F_y \quad (3.59)$$

Donde

S= Módulo de sección I/c

F_y resistencia a fluencia del acero 4200kg/cm²

∅ factor de reducción de flexión para acero=0.90

Luego para cortante

$$\phi V_n = \phi F_y \frac{A_g}{2} \quad (3.60)$$

Donde

A_g= Área que resiste cortante

F_y resistencia a fluencia del acero 4200kg/cm²

∅ factor de reducción de cortante para el acero =0.60

De las ecuaciones 3.59 y 3.6 se despeja el diámetro necesario del conector, se elige el mayor de los dos. Al tener el diámetro necesario, se utiliza la siguiente ecuación para el diámetro final.

$$d_f = d + cr * años \quad (3.61)$$

Donde cr es la tasa de corrosión, y años la vida útil para la cual se diseñó. El cálculo de los conectores se muestra en la sección 5 de los apéndices D, E y F.

Capítulo 4. Esquemas constructivos, cálculo de cantidades y costos

4.1 Esquemas Constructivos

Se presenta a continuación el esquema constructivo del muro de retención de mampostería reforzada de dos metros de altura.

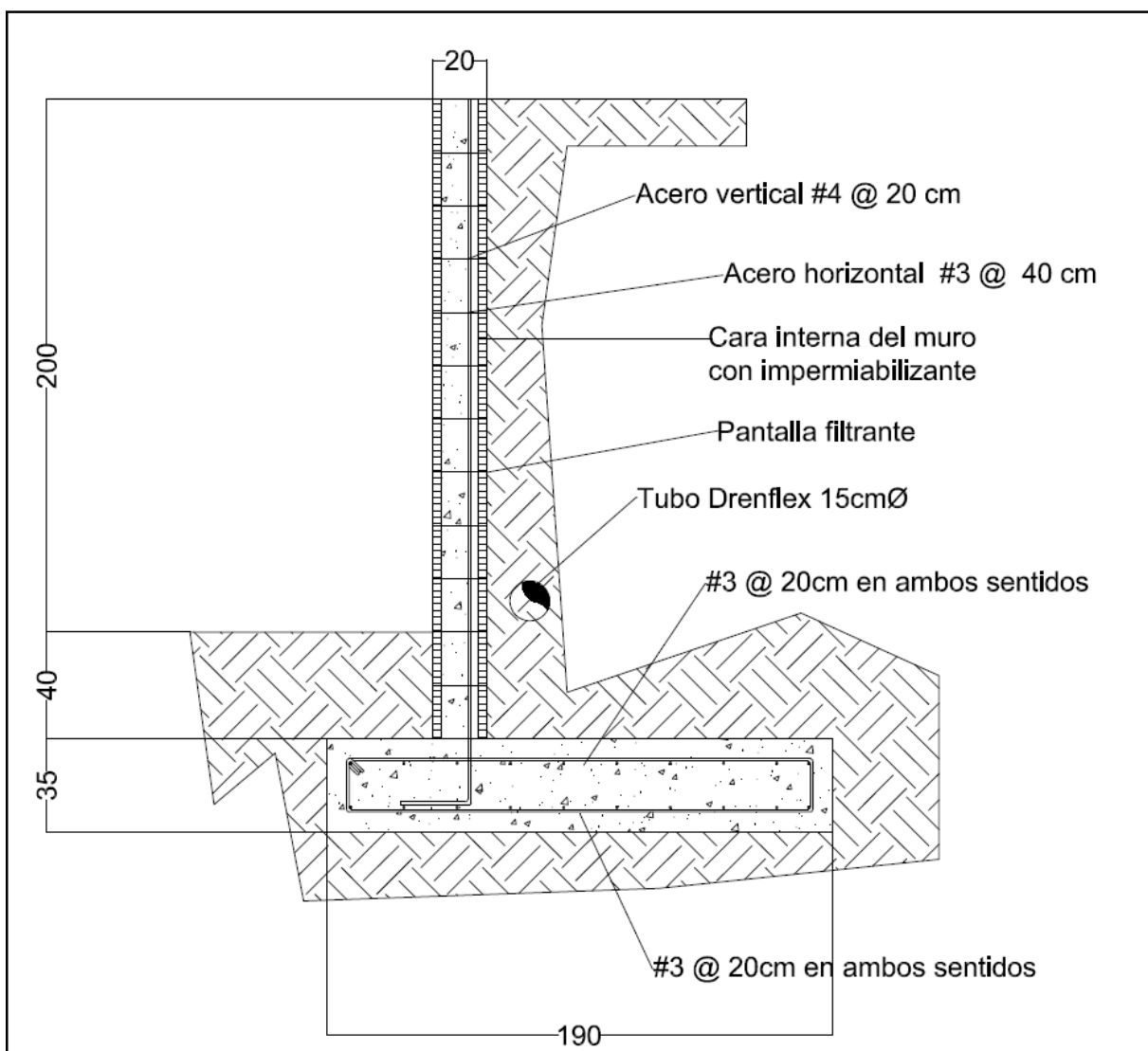


Figura 12 Esquema muro mampostería 2 m cotas en cm

A continuación el esquema constructivo del muro de retención de mampostería reforzada de tres metros de altura.

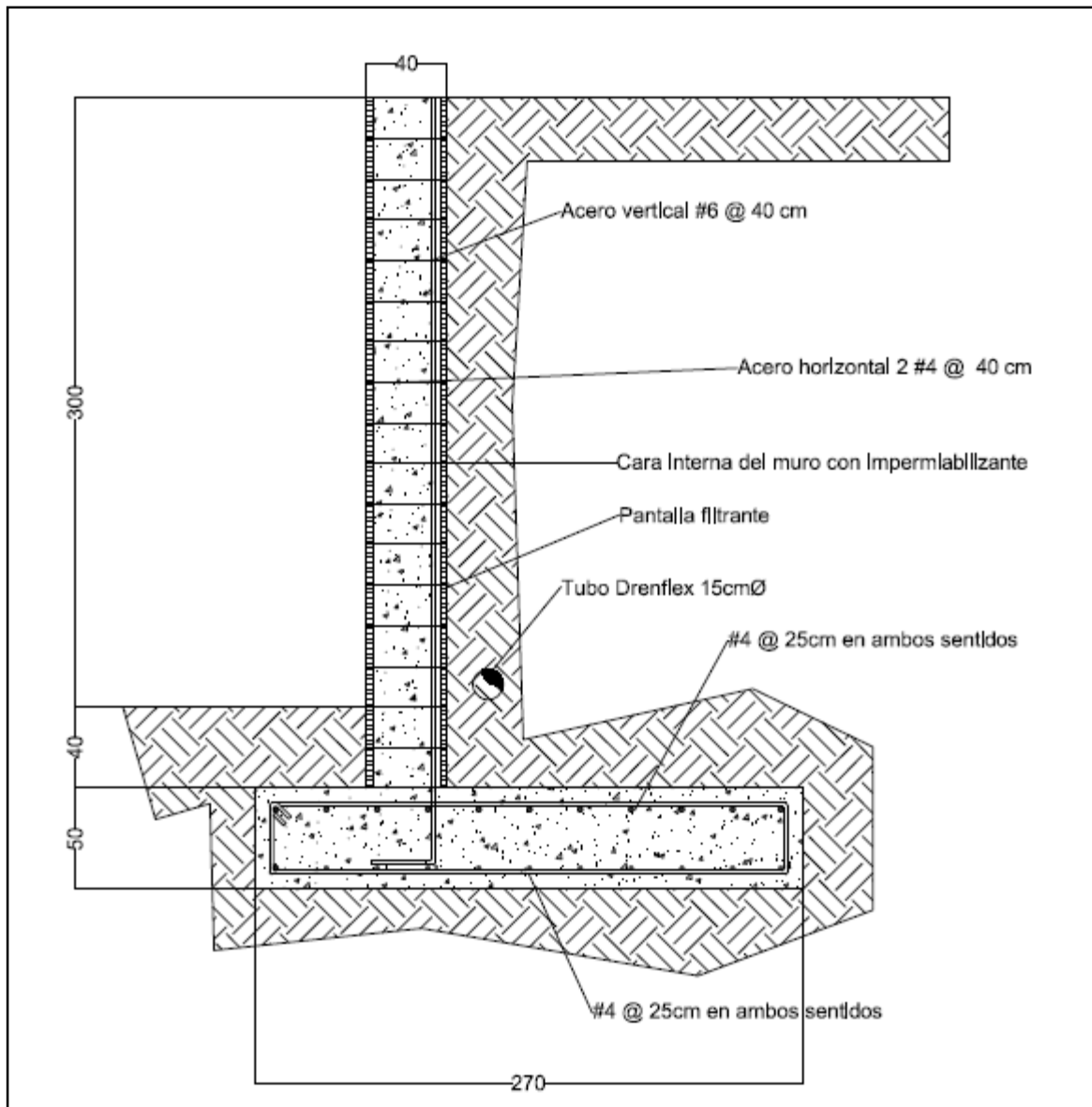


Figura 13 Esquema muro mampostería 3 m cotas en cm

Luego el esquema constructivo del muro de retención de mampostería reforzada de cuatro metros de altura.

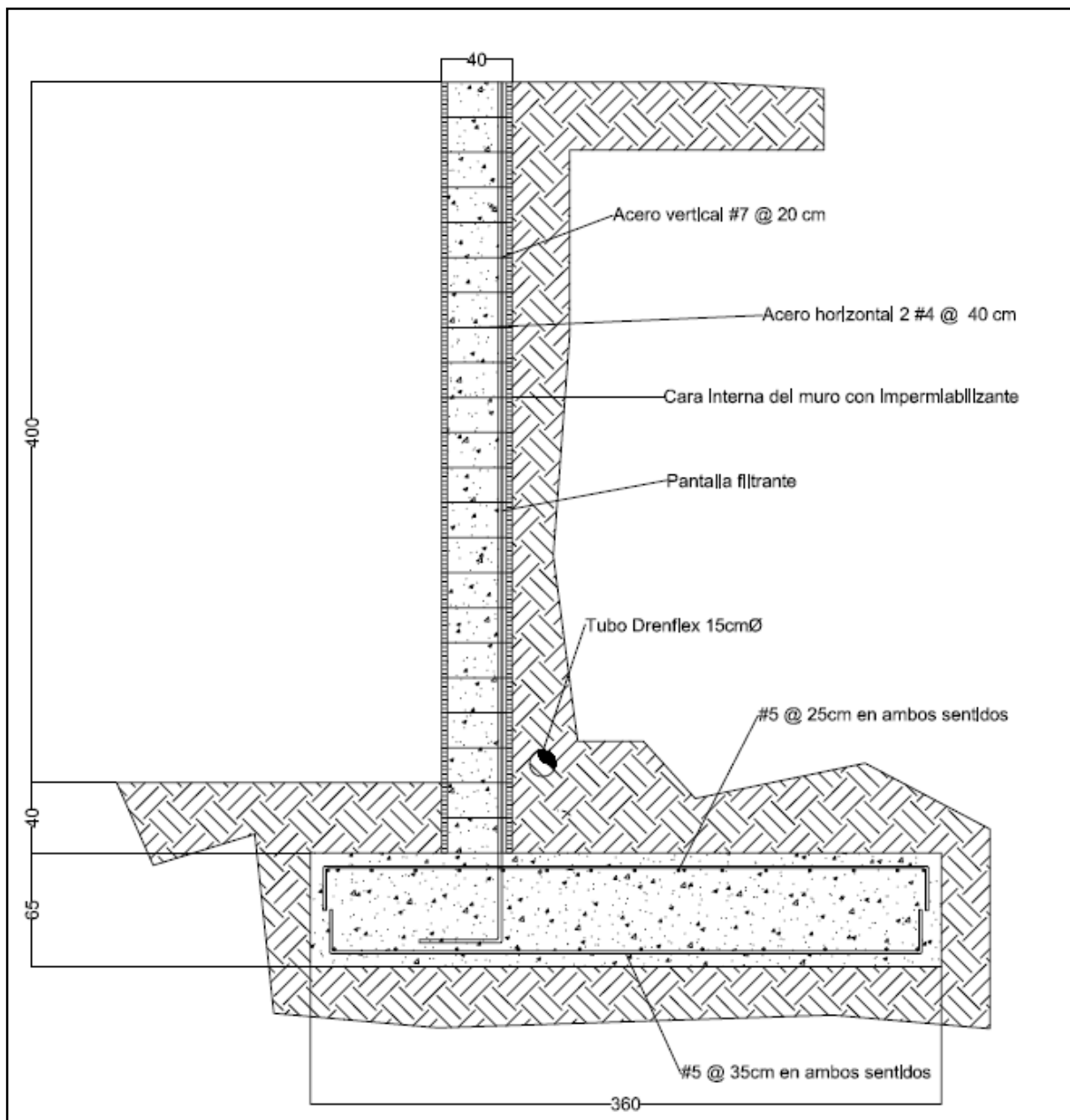


Figura 14 Esquema muro mampostería 4 m cotas en cm

Ahora se presentan los esquemas de los muros de retención de mampostería con suelo reforzado, primero el muro de dos metros de altura.

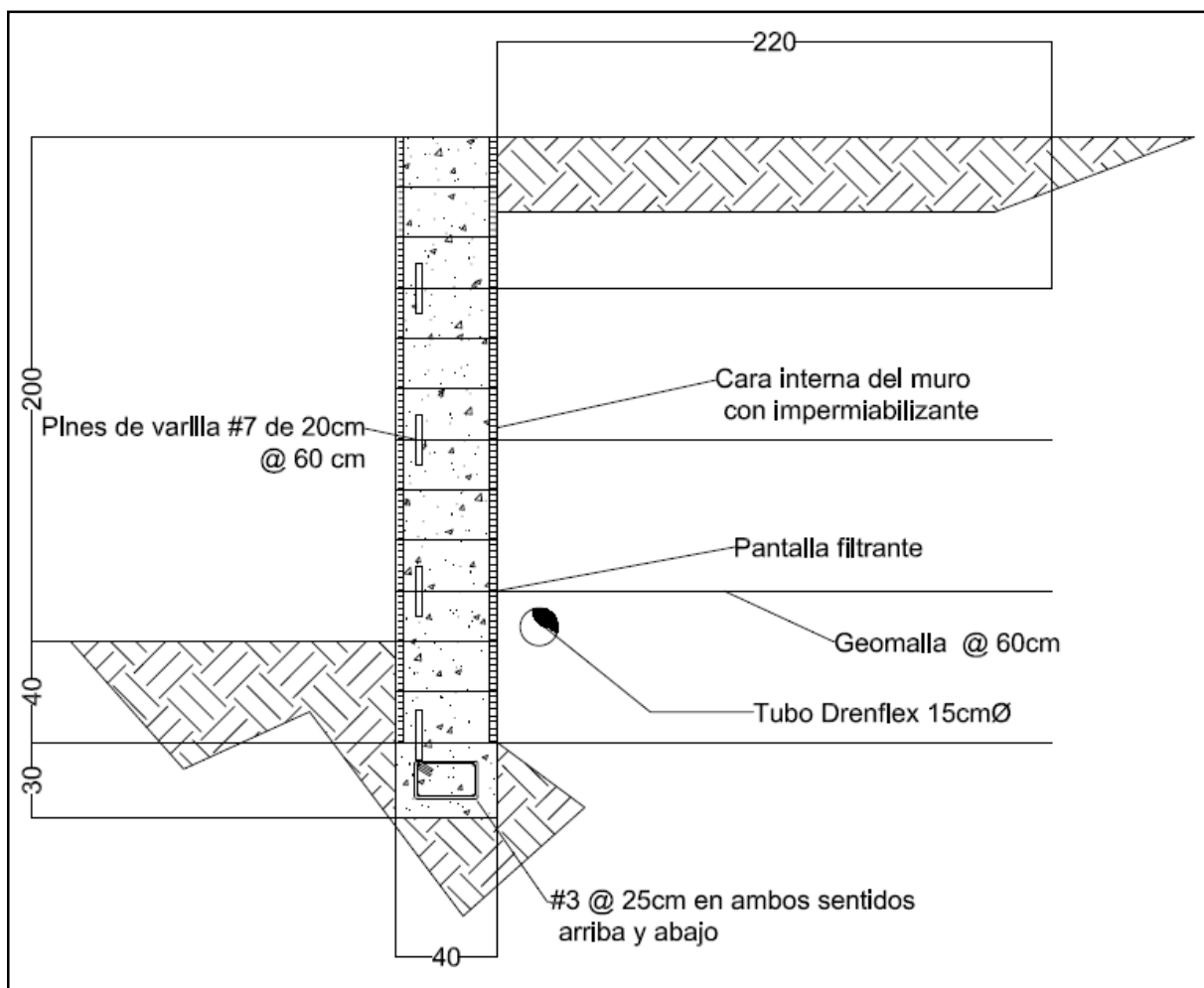


Figura 15 Esquema muro suelo reforzado 2 m cotas en cm

En la siguiente figura se muestra el muro de retención de mampostería con suelo reforzado de tres metros de altura.

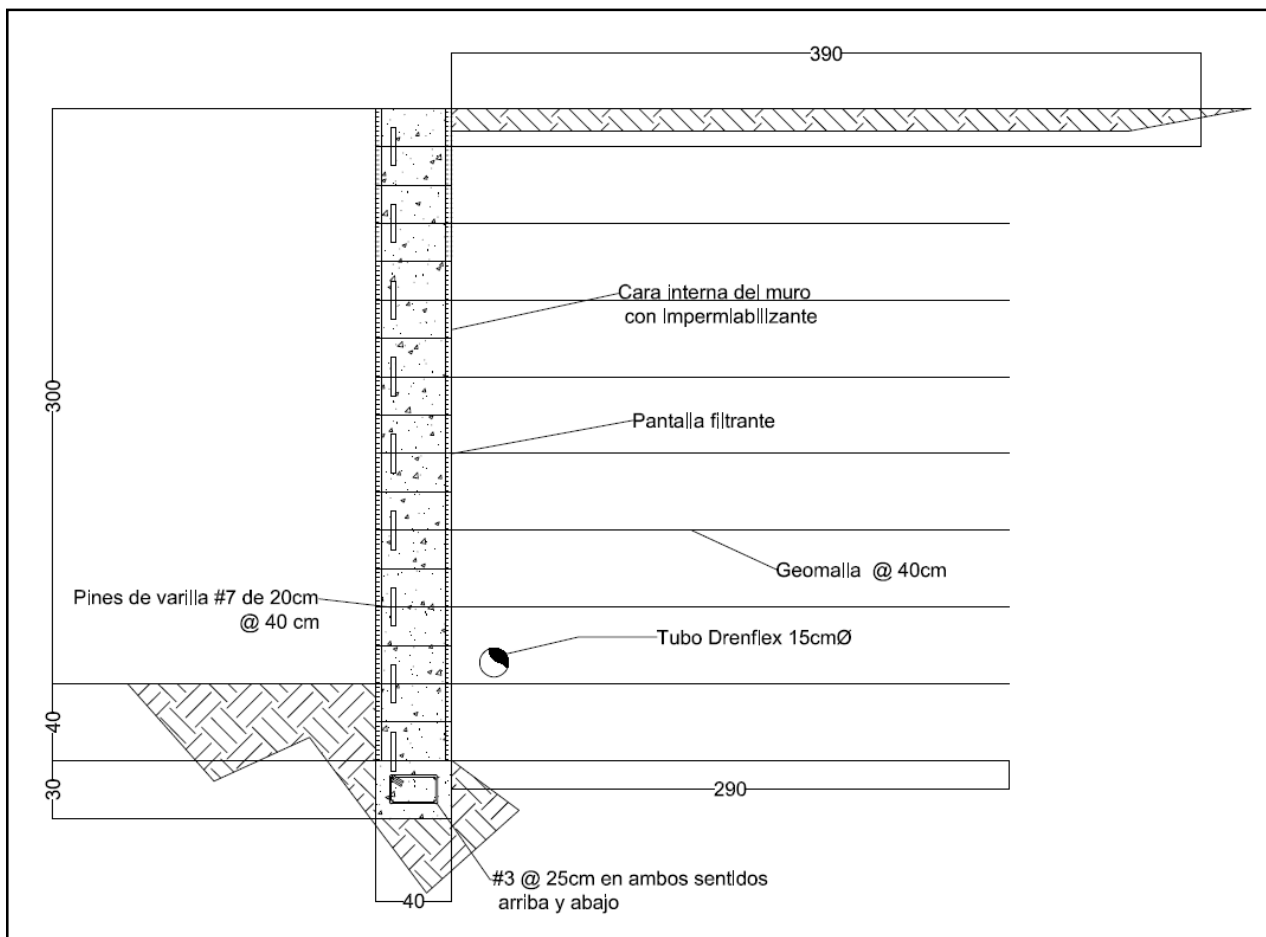


Figura 16 Esquema muro suelo reforzado 3 m cotas en cm

Por último en la siguiente figura nos muestra el esquema constructivo del muro de retención de mampostería con suelo reforzado de cuatro metros de altura.

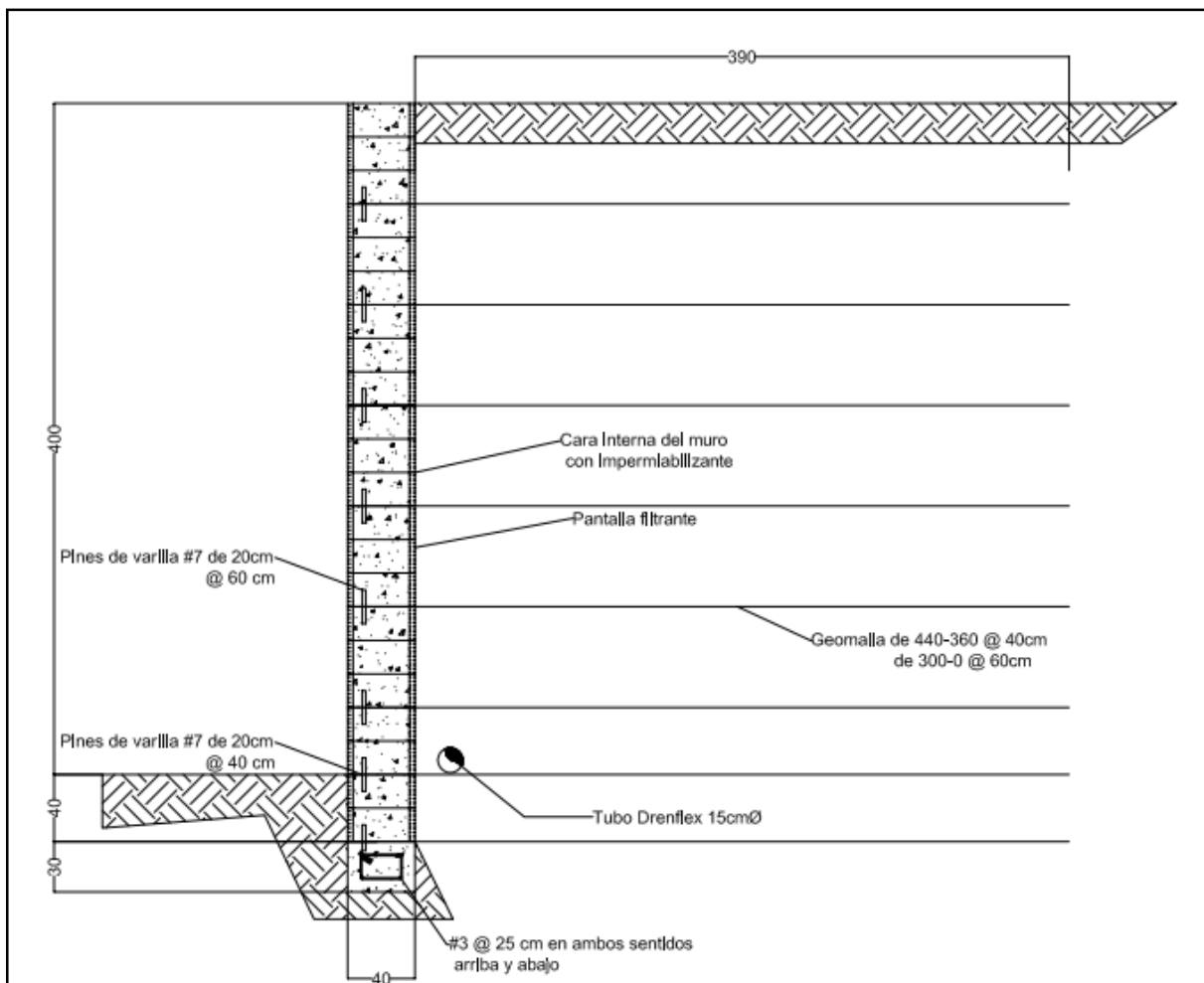


Figura 17 Esquema muro suelo reforzado 4 m cotas en cm

Para poder comparar equitativamente los volúmenes de corte y relleno en cada uno de los muros, se propuso la siguiente topografía del terreno.

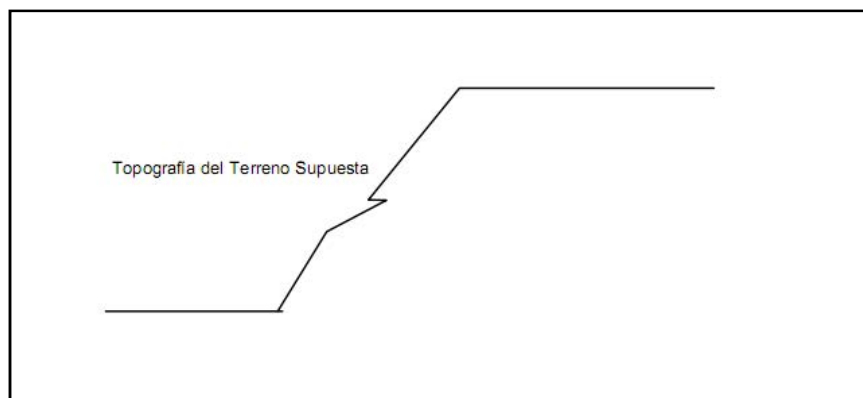


Figura 18 Topografía inicial propuesta del terreno

Sobre la misma se colocaron los diferentes muros, y de esta manera se obtuvieron los volúmenes de corte y de relleno de cada uno de los muros.

4.2 Costos de los Muros

A partir de los esquemas constructivos se procedió a calcular las cantidades de materiales necesarias para la construcción de un metro lineal de cada uno de los diferentes muros. A su vez se estimaron los costos de los materiales y la mano de obra de construcción de los mismos. Para ello se utilizaron precios de materiales y de mano de obra de mercado.³

Los resultados de los costos y cantidades de materiales finales para los muros de mampostería reforzada se presentan en las siguientes tablas.

Cuadro 3 Materiales y costos por ml de muro de mampostería reforzada de 4m

MATERIALES					
	Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo Total
Placa	Excavación (Subcontrato)	m3	15.3	₺ 4,000.00	₺ 61,200.00
	Concreto de 210kg/cm2	m3	2.57	₺ 65,000.00	₺ 167,050.00
	Concreto de sello 105 kg/cm2	m3	0.24	₺ 48,000.00	₺ 11,520.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	3	₺ 3,800.00	₺ 11,400.00
	Desmoldante formaleta	lt	0.15	₺ 1,000.00	₺ 150.00
	Varilla # 5 Grado 60	unid	13	₺ 6,345.00	₺ 82,485.00
Muro	Alambre Negro	kg	4.8412	₺ 860.00	₺ 4,163.43
	Bloques A 20x20x40	unid	110	₺ 600.00	₺ 66,000.00
	Concreto de relleno 175 kg/cm2	m3	0.925	₺ 55,000.00	₺ 50,875.00
	Mortero de pega	m3	0.33	₺ 72,000.00	₺ 23,760.00
	varilla #4 grado 60	unid	5	₺ 4,245.00	₺ 21,225.00
	varilla #7 grado 60	unid	5	₺ 16,970.00	₺ 84,850.00
	Alambre Negro	kg	4.85	₺ 860.00	₺ 4,171.00
Relleno	Impermeabilizante	saco	1.21	₺ 15,730.00	₺ 19,033.30
	lastre	m3	15.4	₺ 9,000.00	₺ 138,600.00
Drenaje	Filtro Mc Drain	m2	4.4	₺ 5,000.00	₺ 22,000.00
	tubo drenaflex	ml	1	₺ 1,700.00	₺ 1,700.00
TOTAL MATERIALES POR ML					₺ 770,182.73
MANO DE OBRA					
Placa	Colada sello fundaciones	m3	0.24	₺ 9,000.00	₺ 2,160.00
	Colada de placa corrida	m3	2.57	₺ 10,500.00	₺ 26,985.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	3	₺ 2,500.00	₺ 7,500.00
Muro	confección armadura	kg	121.03	₺ 250.00	₺ 30,257.50
	pega de bloques de 20	unid	110	₺ 300.00	₺ 33,000.00
	refuerzo pared	kg	121.25	₺ 250.00	₺ 30,312.50
	relleno de bloques	m3	0.925	₺ 30,000.00	₺ 27,750.00
	impermeabilizar muro	m2	4.4	₺ 1,500.00	₺ 6,600.00
Relleno	compactación lastre	m3	15.4	₺ 7,500.00	₺ 115,500.00
Drenaje	colocación de filtro	m2	4.4	₺ 1,400.00	₺ 6,160.00
	instalación drenajes	ml	1	₺ 3,500.00	₺ 3,500.00
TOTAL MANO DE OBRA POR ML					₺ 289,725.00
CARGAS SOCIALES 48%					₺ 139,068.00
TOTAL MANO DE OBRA MAS CARGAS SOCIALES POR ML					₺ 428,793.00
TOTAL POR ML MATERIALES Y MANO DE OBRA					₺ 1,198,975.73
5% IMPREVISTOS Y UTILIDADES					₺ 59,948.79
COSTO TOTAL FINAL POR ML					₺ 1,258,924.52

³ Al mes de noviembre del año 2012.

Cuadro 4 Materiales y costos por ml de muro de mampostería reforzada de 3m

MATERIALES					
	Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo Total
Placa	Excavación	m3	8.9	₺ 4,000.00	₺ 35,600.00
	Concreto de 210kg/cm2	m3	1.49	₺ 65,000.00	₺ 96,850.00
	Concreto de sello 105 kg/cm2	m3	0.18	₺ 48,000.00	₺ 8,640.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	1.85	₺ 3,800.00	₺ 7,030.00
	Desmoldante formaleta	lt	0.0925	₺ 1,000.00	₺ 92.50
	Varilla # 4 Grado 60	unid	11	₺ 4,245.00	₺ 46,695.00
	Alambre Negro	kg	2.64	₺ 860.00	₺ 2,270.40
Muro	Bloques A 20x20x40	unid	85	₺ 600.00	₺ 51,000.00
	Concreto de relleno 175 kg/cm2	m3	0.72	₺ 55,000.00	₺ 39,600.00
	Mortero de pega	m3	0.26	₺ 72,000.00	₺ 18,720.00
	varilla #4 grado 60	unid	4	₺ 4,245.00	₺ 16,980.00
	varilla #6 grado 60	unid	2	₺ 9,557.00	₺ 19,114.00
	Alambre Negro	kg	2.0328	₺ 860.00	₺ 1,748.21
	Impermeabilizante	saco	0.94	₺ 15,730.00	₺ 14,786.20
Relleno	lastre	m3	8.6	₺ 9,000.00	₺ 77,400.00
Drenaje	Filtro Mc Drain	m2	3.4	₺ 5,000.00	₺ 17,000.00
	tubo drenaflex	ml	1	₺ 1,700.00	₺ 1,700.00
TOTAL MATERIALES POR ML					₺ 455,226.31
MANO DE OBRA					
Placa	Colada sello fundaciones	m3	0.18	₺ 9,000.00	₺ 1,620.00
	Colada de placa corrida	m3	1.49	₺ 10,500.00	₺ 15,645.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	1.85	₺ 2,500.00	₺ 4,625.00
	confección armadura	kg	66	₺ 250.00	₺ 16,500.00
Muro	pega de bloques de 20	unid	85	₺ 300.00	₺ 25,500.00
	refuerzo pared	kg	50.82	₺ 250.00	₺ 12,705.00
	relleno de bloques	m3	0.72	₺ 30,000.00	₺ 21,600.00
	impermeabilizar muro	m2	3.4	₺ 1,500.00	₺ 5,100.00
Relleno	compactación lastre	m3	8.6	₺ 7,500.00	₺ 64,500.00
Drenaje	colocación de filtro	m2	3.4	₺ 1,400.00	₺ 4,760.00
	instalación drenajes	ml	1	₺ 3,500.00	₺ 3,500.00
TOTAL MANO DE OBRA POR ML					₺ 176,055.00
Cargas sociales 48%					₺ 84,506.40
TOTAL MANO DE OBRA MAS CARGAS SOCIALES POR ML					₺ 260,561.40
TOTAL POR ML MATERIALES Y MANO DE OBRA					₺ 715,787.71
5% IMPREVISTOS Y UTILIDADES					₺ 35,789.39
COSTO TOTAL FINAL					₺ 751,577.09

Cuadro 5 Materiales y costos por ml de muro de mampostería reforzada de 2m

MATERIALES					
	Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo Total
Placa	Excavación	m3	4.6	₺ 4,000.00	₺ 18,400.00
	Concreto de 210kg/cm2	m3	0.73	₺ 65,000.00	₺ 47,450.00
	Concreto de sello 105 kg/cm2	m3	0.13	₺ 48,000.00	₺ 6,240.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	1	₺ 3,800.00	₺ 3,800.00
	Desmoldante formaleta	lt	0.05	₺ 1,000.00	₺ 50.00
	Varilla # 3 Grado 60	unid	10	₺ 2,440.00	₺ 24,400.00
	Alambre Negro	kg	1.344	₺ 860.00	₺ 1,155.84
	Muro	Bloques A 20x20x40	unid	32	₺ 600.00
Concreto de relleno 175 kg/cm2		m3	0.27	₺ 55,000.00	₺ 14,850.00
Mortero de pega		m3	0.1	₺ 72,000.00	₺ 7,200.00
varilla #3 grado 60		unid	2	₺ 2,440.00	₺ 4,880.00
varilla #4 grado 60		unid	3	₺ 4,245.00	₺ 12,735.00
Alambre Negro		kg	0.9888	₺ 860.00	₺ 850.37
Impermeabilizante		saco	0.66	₺ 15,730.00	₺ 10,381.80
Relleno	lastre	m3	4.5	₺ 9,000.00	₺ 40,500.00
Drenaje	Filtro Mc Drain	m2	2.4	₺ 5,000.00	₺ 12,000.00
	tubo drenaflex	ml	1	₺ 1,700.00	₺ 1,700.00
TOTAL MATERIALES POR ML					₺ 225,793.01
MANO DE OBRA					
Placa	Colada sello fundaciones	m3	0.13	₺ 9,000.00	₺ 1,170.00
	Colada de placa corrida	m3	0.73	₺ 10,500.00	₺ 7,665.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	1	₺ 2,500.00	₺ 2,500.00
	confección armadura	kg	33.6	₺ 250.00	₺ 8,400.00
Muro	pega de bloques de 20	unid	32	₺ 300.00	₺ 9,600.00
	refuerzo pared	kg	24.72	₺ 250.00	₺ 6,180.00
	relleno de bloques	m3	0.27	₺ 30,000.00	₺ 8,100.00
	impermeabilizar muro	m2	2.4	₺ 1,500.00	₺ 3,600.00
	compactación lastre	m3	4.5	₺ 7,500.00	₺ 33,750.00
Drenaje	colocación de filtro	m2	2.4	₺ 1,400.00	₺ 3,360.00
	instalación drenajes	ml	1	₺ 3,500.00	₺ 3,500.00
TOTAL MANO DE OBRA POR ML					₺ 87,825.00
Cargas sociales 48%					₺ 42,156.00
TOTAL MANO DE OBRA MAS CARGAS SOCIALES POR ML					₺ 129,981.00
TOTAL POR ML MATERIALES Y MANO DE OBRA					₺ 355,774.01
5% IMPREVISTOS Y UTILIDADES					₺ 17,788.70
COSTO TOTAL FINAL					₺ 373,562.71

En el siguiente cuadro se presentan los costos por metro cúbico de fundación y los costos del metro cuadrado de muro de retención de mampostería reforzada en las alturas de 2,3 y 4 metros

Cuadro 6 Resumen costos mampostería reforzada

Descripción	Costo 4 m	Costo 3m	Costo 2m
Costo m3 de Fundación	₺ 436,984.13	₺ 253,995.10	₺ 130,703.64
Costo m2 muro mampostería	₺ 286,119.21	₺ 221,052.09	₺ 155,651.13

La cantidad de kilogramos de acero de refuerzo por metro lineal y el costo de este refuerzo en mano de obra y materiales para las diferentes alturas de los muros de retención de mampostería reforzada se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 7 Resumen costos y kg refuerzo en mampostería reforzada

Descripción	Muro 4 m	Muro 3m	Muro 2m
Kg acero refuerzo total/ml muro	242.28	116.82	58.32
Costo acero refuerzo materiales y mano de obra	₺ 278,203.60	₺ 126,012.40	₺ 63,593.40

Los resultados de los costos y cantidades de materiales finales para los muros de mampostería con suelo reforzado se presentan en las siguientes tablas.

Cuadro 8 Materiales y costos por ml de muro de mampostería con suelo reforzado de 4m

MATERIALES					
	Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo Total
Placa	Excavación	m3	16.15	₺ 4,000.00	₺ 64,600.00
	Concreto de 210kg/cm2	m3	0.13	₺ 65,000.00	₺ 8,450.00
	Concreto de sello 105 kg/cm2	m3	0.013	₺ 48,000.00	₺ 624.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	0.42	₺ 3,800.00	₺ 1,596.00
	Desmoldante formaleta	lt	0.021	₺ 1,000.00	₺ 21.00
	varilla #3 grado 60	unid	2	₺ 2,440.00	₺ 4,880.00
Muro	Alambre Negro	kg	0.2688	₺ 860.00	₺ 231.17
	Bloques A 20x20x40	unid	110	₺ 600.00	₺ 66,000.00
	Piedra quintilla de relleno	m3	0.925	₺ 12,200.00	₺ 11,285.00
	Mortero de pega	m3	0.33	₺ 72,000.00	₺ 23,760.00
	Disco de corte 9"	unid	1	₺ 1,632.00	₺ 1,632.00
	varilla #7 grado 60	unid	1	₺ 16,970.00	₺ 16,970.00
	Geomalla TT070	m2	38	₺ 2,400.00	₺ 91,200.00
	Impermeabilizante	saco	1.21	₺ 15,730.00	₺ 19,033.30
Relleno	lastre	m3	21.7	₺ 9,000.00	₺ 195,300.00
	Filtro Mc Drain	m2	4.4	₺ 5,000.00	₺ 22,000.00
Drenaje	tubo drenaflex	ml	1	₺ 1,700.00	₺ 1,700.00
	TOTAL MATERIALES POR ML				
MANO DE OBRA					
Placa	Colada sello fundaciones	m3	0.013	₺ 9,000.00	₺ 117.00
	Colada de placa corrida	m3	0.13	₺ 10,500.00	₺ 1,365.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	0.42	₺ 2,500.00	₺ 1,050.00
	confección armadura	kg	6.72	₺ 250.00	₺ 1,680.00
Muro	pega de bloques de 20	unid	110	₺ 300.00	₺ 33,000.00
	refuerzo pared	kg	18.25	₺ 250.00	₺ 4,562.50
	relleno de bloques	m3	0.925	₺ 10,000.00	₺ 9,250.00
	impermeabilizar muro	m2	4.4	₺ 1,500.00	₺ 6,600.00
Geomalla	Colocación m3 de muro reforzado (malla, compactación, drenajes)	m3	21.7	₺ 10,102.40	₺ 219,222.08
	TOTAL MANO DE OBRA POR ML				
CARGAS SOCIALES 48%					₺ 27,659.76
TOTAL MANO DE OBRA MAS CARGAS SOCIALES POR ML					₺ 304,506.34
TOTAL POR ML MATERIALES Y MANO DE OBRA					₺ 833,788.81
5% IMPREVISTOS Y UTILIDADES					₺ 41,689.44
COSTO TOTAL FINAL POR ML					₺ 875,478.25

Cuadro 9 Materiales y costos por ml de mampostería con muro de suelo reforzado de 3m

MATERIALES					
	Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo Total
Placa	Excavación	m3	9.7	₡ 4,000.00	₡ 38,800.00
	Concreto de 210kg/cm2	m3	0.13	₡ 65,000.00	₡ 8,450.00
	Concreto de sello 105 kg/cm2	m3	0.013	₡ 48,000.00	₡ 624.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	0.42	₡ 3,800.00	₡ 1,596.00
	Desmoldante formaleta	lt	0.021	₡ 1,000.00	₡ 21.00
	varilla #3 grado 60	unid	2	₡ 2,440.00	₡ 4,880.00
Muro	Alambre Negro	kg	0.2688	₡ 860.00	₡ 231.17
	Bloques A 20x20x40	unid	85	₡ 600.00	₡ 51,000.00
	Piedra quintilla de relleno	m3	0.72	₡ 12,200.00	₡ 8,784.00
	Mortero de pega	m3	0.26	₡ 72,000.00	₡ 18,720.00
	Disco de corte 9"	unid	1	₡ 1,632.00	₡ 1,632.00
	varilla #7 grado 60	unid	1	₡ 16,970.00	₡ 16,970.00
	Geomalla TT050	m2	34	₡ 1,765.00	₡ 60,010.00
	Impermeabilizante	saco	0.94	₡ 15,730.00	₡ 14,786.20
Relleno	lastre	m3	12.5	₡ 9,000.00	₡ 112,500.00
Drenaje	Filtro Mc Drain	m2	3.4	₡ 5,000.00	₡ 17,000.00
	tubo drenaflex	ml	1	₡ 1,700.00	₡ 1,700.00
TOTAL MATERIALES POR ML					₡ 357,704.37
MANO DE OBRA					
Placa	Colada sello fundaciones	m3	0.013	₡ 9,000.00	₡ 117.00
	Colada de placa corrida	m3	0.13	₡ 10,500.00	₡ 1,365.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	0.42	₡ 2,500.00	₡ 1,050.00
	confección armadura	kg	6.72	₡ 250.00	₡ 1,680.00
Muro	pega de bloques de 20	unid	85	₡ 300.00	₡ 25,500.00
	refuerzo pared	kg	18.25	₡ 250.00	₡ 4,562.50
	relleno de bloques	m3	0.72	₡ 10,000.00	₡ 7,200.00
	impermeabilizar muro	m2	3.4	₡ 1,500.00	₡ 5,100.00
Geomalla	Colocación m3 de muro reforzado (malla,compactación, drenajes)	m3	12.5	₡ 10,102.40	₡ 126,280.00
TOTAL MANO DE OBRA POR ML					₡ 172,854.50
CARGAS SOCIALES 48%					₡ 22,355.76
TOTAL MANO DE OBRA MAS CARGAS SOCIALES POR ML					₡ 195,210.26
TOTAL POR ML MATERIALES Y MANO DE OBRA					₡ 552,914.63
5% IMPREVISTOS Y UTILIDADES					₡ 27,645.73
COSTO TOTAL FINAL POR ML					₡ 580,560.36

Cuadro 10 Materiales y costos por ml de muro de mampostería con suelo reforzado de 2m

MATERIALES					
	Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo Total
Placa	Excavación	m3	5.8	₡ 4,000.00	₡ 23,200.00
	Concreto de 210kg/cm2	m3	0.13	₡ 65,000.00	₡ 8,450.00
	Concreto de sello 105 kg/cm2	m3	0.013	₡ 48,000.00	₡ 624.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	0.42	₡ 3,800.00	₡ 1,596.00
	Desmoldante formaleta	lt	0.021	₡ 1,000.00	₡ 21.00
	Varilla # 3 Grado 60	unid	2	₡ 2,440.00	₡ 4,880.00
Muro	Alambre Negro	kg	0.2688	₡ 860.00	₡ 231.17
	Bloques A 20x20x40	unid	60	₡ 600.00	₡ 36,000.00
	Piedra quintilla de relleno	m3	0.51	₡ 12,200.00	₡ 6,222.00
	Mortero de pega	m3	0.18	₡ 72,000.00	₡ 12,960.00
	Disco de corte 9"	unid	1	₡ 1,632.00	₡ 2,440.00
	varilla #7 grado 60	unid	1	₡ 16,970.00	₡ 16,970.00
	Geomalla TT050	m2	11	₡ 1,765.00	₡ 19,415.00
	Impermeabilizante	saco	0.66	₡ 15,730.00	₡ 10,381.80
Relleno	lastre	m3	6.8	₡ 9,000.00	₡ 61,200.00
Drenaje	Filtro Mc Drain	m2	2.4	₡ 5,000.00	₡ 12,000.00
	tubo drenaflex	ml	1	₡ 1,700.00	₡ 1,700.00
TOTAL MATERIALES POR ML					₡ 218,290.97
MANO DE OBRA					
Placa	Colada sello fundaciones	m3	0.013	₡ 9,000.00	₡ 117.00
	Colada de placa corrida	m3	0.13	₡ 10,500.00	₡ 1,365.00
	Formaleta placa corrida (2 usos)	m2	0.42	₡ 2,500.00	₡ 1,050.00
	confección armadura	kg	6.72	₡ 250.00	₡ 1,680.00
Muro	pega de bloques de 20	unid	60	₡ 300.00	₡ 18,000.00
	refuerzo pared	kg	18.25	₡ 250.00	₡ 4,562.50
	relleno de bloques	m3	0.51	₡ 10,000.00	₡ 5,100.00
	impermeabilizar muro	m2	2.4	₡ 1,500.00	₡ 3,600.00
Geomalla	Colocación m3 de muro reforzado (malla,compactación, drenajes)	m3	6.8	₡ 10,102.40	₡ 68,696.32
TOTAL MANO DE OBRA POR ML					₡ 104,170.82
CARGAS SOCIALES 48%					₡ 17,027.76
TOTAL MANO DE OBRA MAS CARGAS SOCIALES POR ML					₡ 121,198.58
TOTAL POR ML MATERIALES Y MANO DE OBRA					₡ 339,489.55
5% IMPREVISTOS Y UTILIDADES					₡ 16,974.48
COSTO TOTAL FINAL POR ML					₡ 356,464.03

En el siguiente cuadro se presentan los costos por metro cúbico de fundación y los costos del metro cuadrado de muro de retención de mampostería con suelo reforzado en las alturas de 2,3 y 4 metros

Cuadro 11 Resumen costos mampostería con suelo reforzado

Descripción	Costo 4 m	Costo 3m	Costo 2m
Costo m3 de Fundación	₪ 90,967.72	₪ 63,877.72	₪ 47,497.72
Costo m2 muro mampostería	₪ 198,972.33	₪ 170,753.05	₪ 148,526.68

La cantidad de kilogramos de acero de refuerzo por metro lineal y el costo de este refuerzo en mano de obra y materiales para las diferentes alturas de los muros de retención de mampostería con suelo reforzado se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 12 Resumen costos y kg refuerzo en mampostería reforzada

Descripción	Muro 4 m	Muro 3m	Muro 2m
Kg acero refuerzo total/ml muro	24.97	24.97	24.97
Costo acero refuerzo materiales y mano de obra	₪ 31,088.90	₪ 31,088.90	₪ 31,088.90

4.3 Gráficos comparativos

A partir de los cuadros presentados anteriormente se realizaron gráficos para visualizar las comparaciones entre los diferentes muros, estos se presentan a continuación.

Primero se compararon costos de los diferentes muros con respecto a su altura, la comparación de la variación del costo de cada tipo de muro por metro lineal con respecto su altura se muestra en la figura 19. La comparación de costo de mano de obra y materiales por tipo de muro y altura se presenta en las figuras 20 y 21, respectivamente. Estas incluyen el 5% de utilidad e imprevistos.

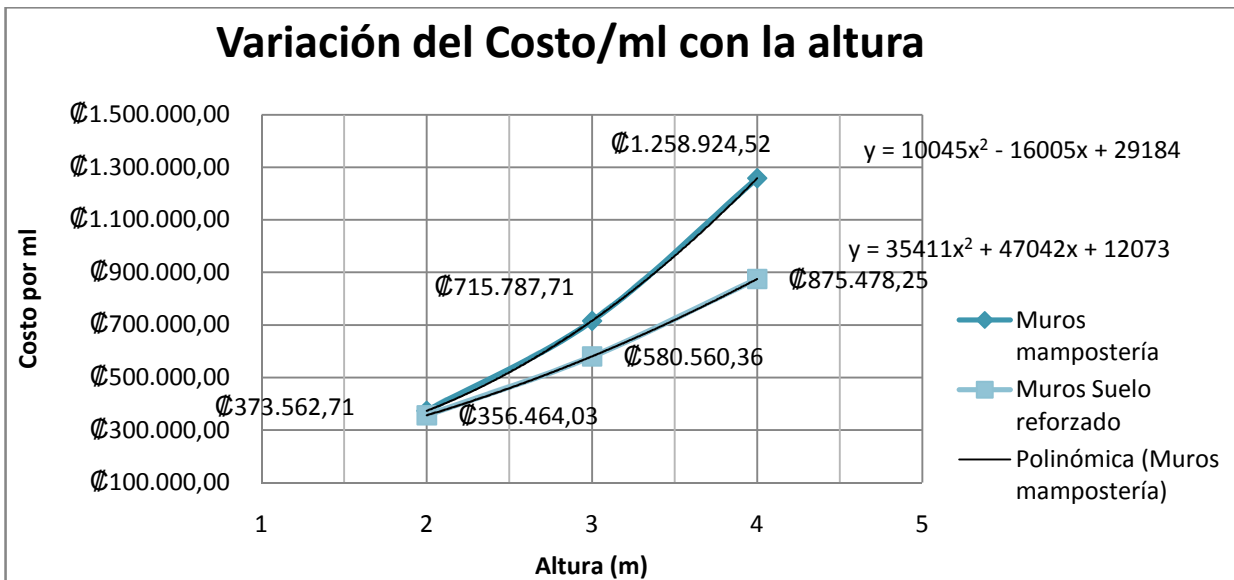


Figura 19 Variación del costo del m2 por ml en las diferentes alturas y tipos de muro



Figura 20 Variación del costo de mano de obra por ml en las diferentes alturas y tipos de muro



Figura 21 Variación del costo de materiales por ml en las diferentes alturas y tipos de muro

En la figura 22 tenemos la variación de costo del refuerzo, tanto mano de obra como material, por metro lineal con la altura y tipo de muro, en la figura 23 tenemos el costo de fundación por ml. Y en la figura 24 tenemos el costo por metro cuadrado de muro.

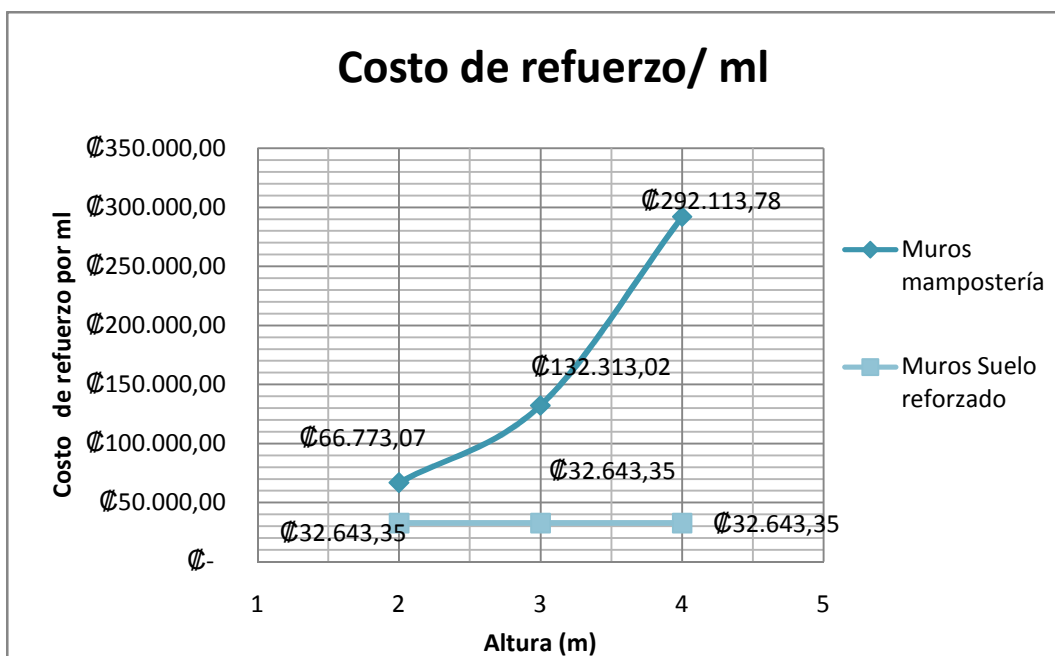


Figura 22 Variación del costo de refuerzo por ml en las diferentes alturas y tipos de muro

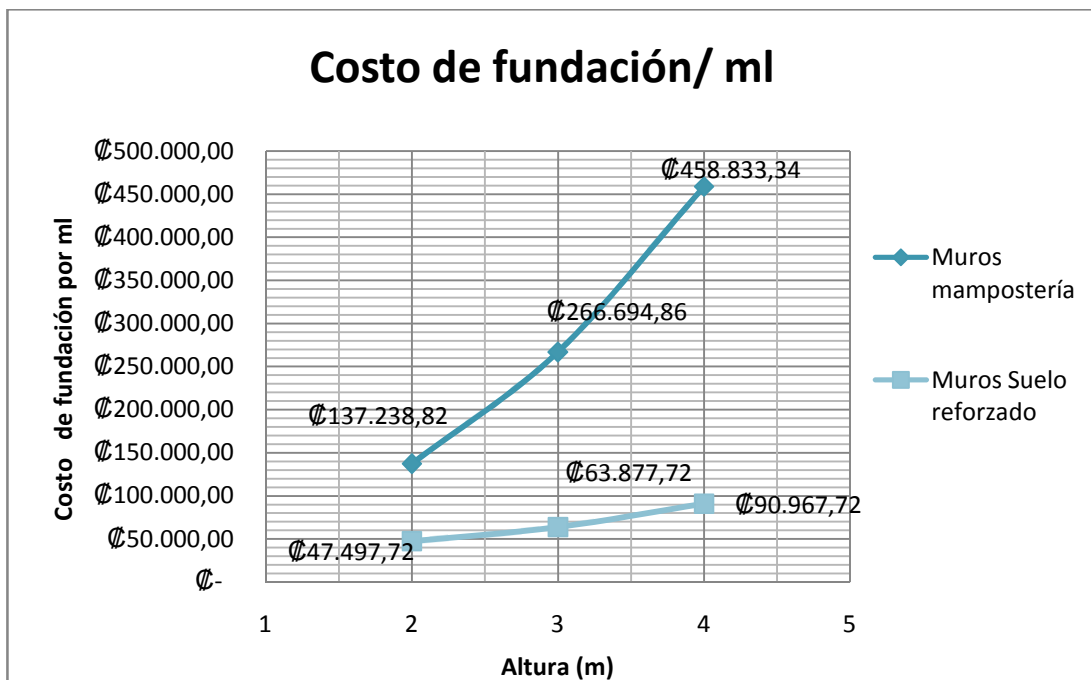


Figura 23 Variación del costo de fundación por ml en las diferentes alturas y tipos de muro

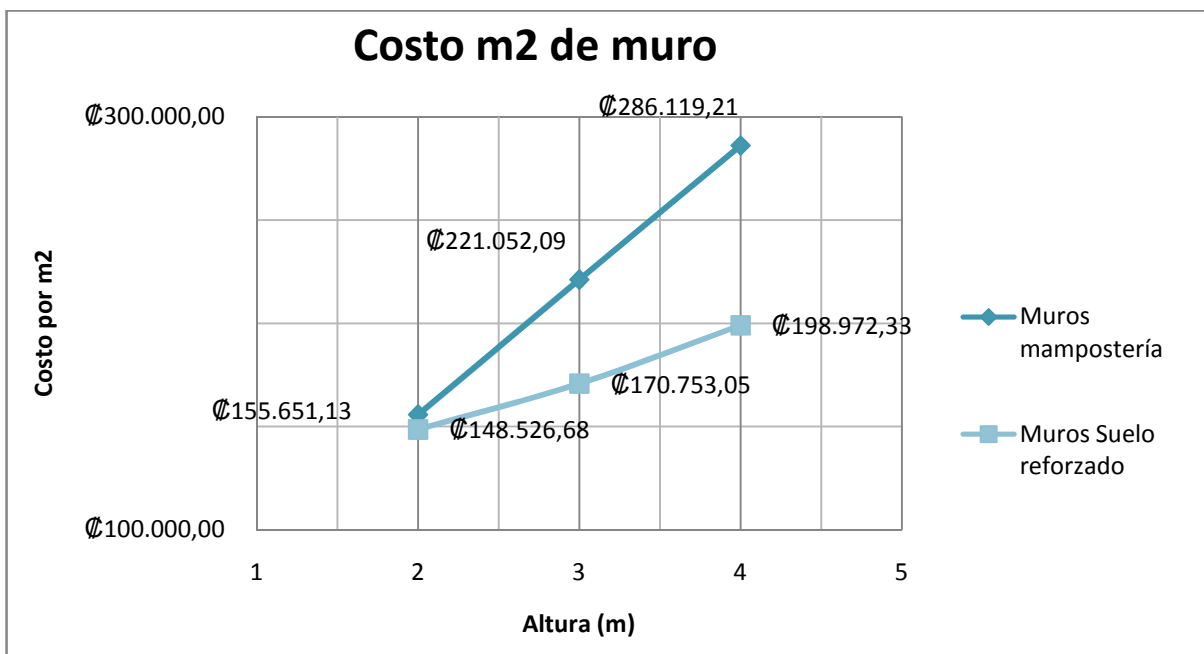


Figura 24 Variación del costo de m2 de muro en las diferentes alturas y tipos de muro

Luego se realizaron gráficas para comparar la cantidad de materiales, la figura 25 muestra la cantidad de bloques por metro lineal por tipo de muro.

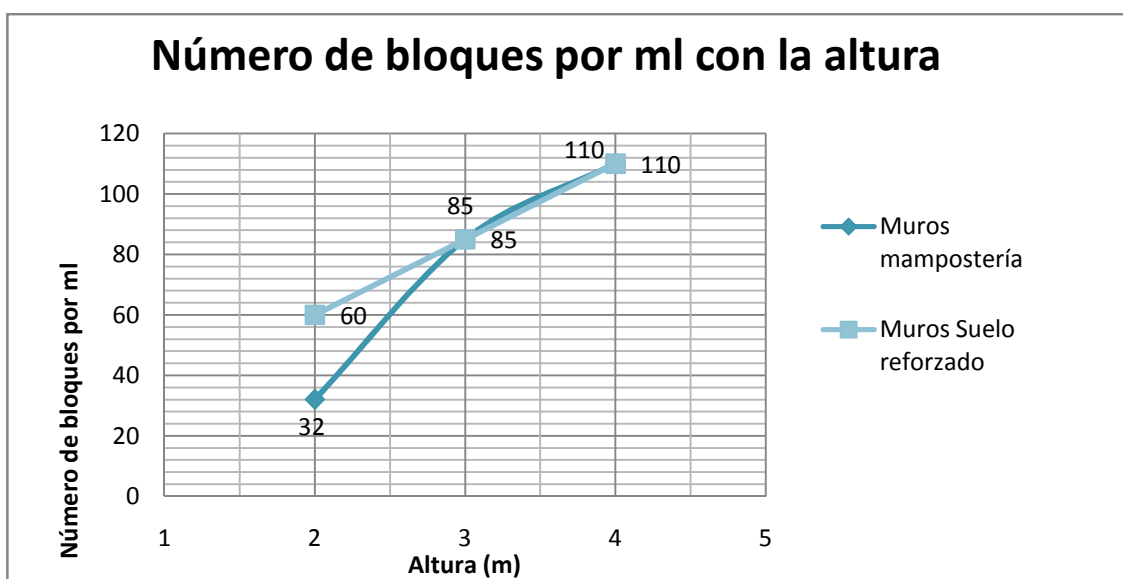


Figura 25 Variación del número de bloques por ml en las diferentes alturas y tipos de muro

Por último en las figuras 26 y 27 se muestra la cantidad de kilogramos de acero por metro lineal y de metros cúbicos de concreto de fundación por metro lineal para los diferentes muros.

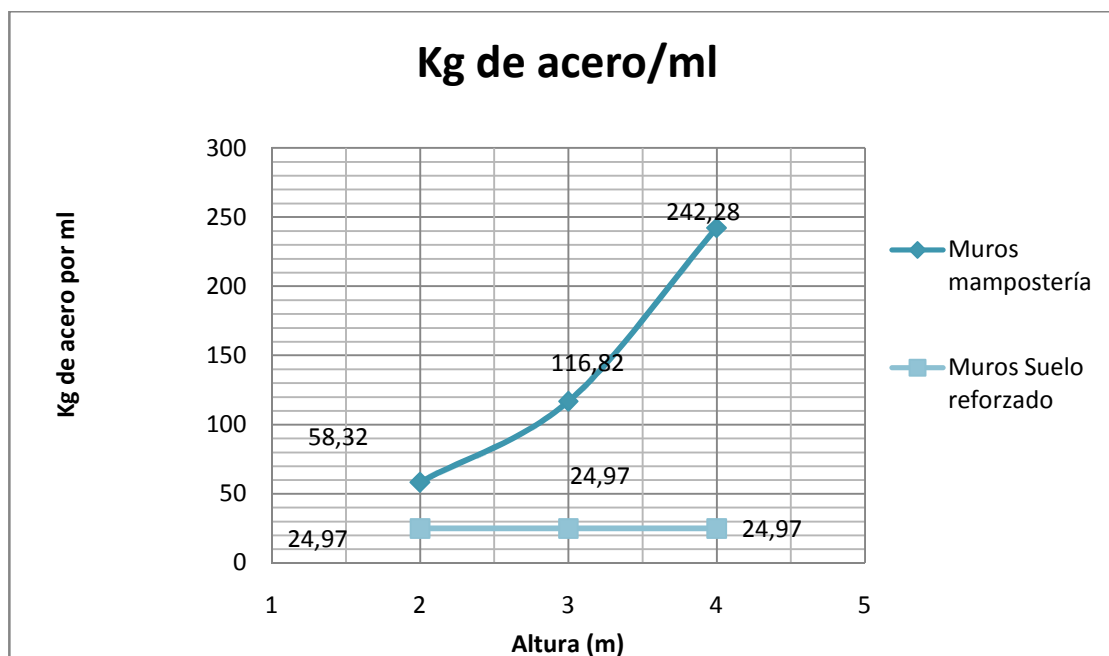


Figura 26 Variación de kg de acero por ml en las diferentes alturas y tipos de muro

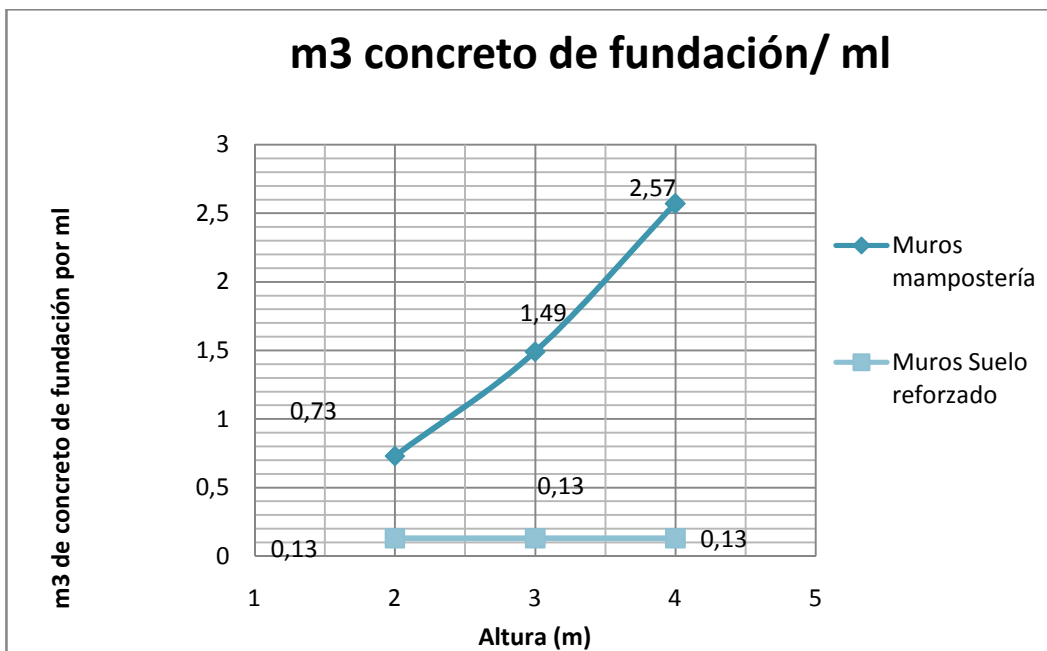


Figura 27 Variación de m3 de fundación por ml en las diferentes alturas y tipos de muro

Capítulo 5. Análisis de resultados

Para realizar la comparación entre muros de retención de mampostería reforzada y los muros de mampostería con suelo reforzado, se procedió a realizar el diseño estructural de los mismos.

Se utilizó en ambos muros constantes que no variaron para hacer más equitativa la comparación de los diseños, estas son el tipo de suelo, de relleno y las mismas condiciones de carga de los muros.

5.1 Muros de retención de mampostería reforzada

Para estos muros se definieron primero las dimensiones iniciales, según se indica en la sección 3.3.1 del presente trabajo. Posteriormente se eligieron las cargas últimas de diseño según la sección 3.3.2 del capítulo tres y como se muestra en la sección 2 de los apéndices A, B y C.

Al realizar el diseño a flexión del muro, según la sección 3.3.3 del presente trabajo y como se muestra en la sección 3 de los apéndices A, B y C. El muro de dos metros no presento ningún inconveniente, pero en el caso de los muros de tres y cuatro metros, los requerimientos de acero por flexión no se podían cumplir al mismo tiempo que la sección 9.3.3.c del Código Sísmico de Costa Rica (2010) por lo que los bloques se tuvieron que colocar de canto en ambos casos, para satisfacer ambos requerimientos.

Para esto se cumplió con todos los requisitos que plantea el Código Sísmico de Costa Rica (2010) en la sección 9.2.3 para la colocación en estiba de los bloques, ya que el uso de los bloques de canto nos obliga a utilizar la colocación en estiba.

Los requerimientos de cortante último se cumplieron sin problema para todos los muros, como se muestra en la sección 3.2 de los apéndices A, B y C. Esto dio como resultado las distribuciones de acero horizontal y vertical de los muros.

En el muro de dos metros, la distribución del acero vertical es una varilla #4 a cada 20 cm del lado de la tierra y el acero horizontal una varilla #3 centrada a cada 2 hiladas. En el muro de tres metros, la distribución del acero vertical es una varilla #6 a cada 40 cm del

lado de la tierra y el acero horizontal dos varillas #4 centrada a cada 2 hiladas. Por último en el muro de cuatro metros, la distribución del acero vertical es una varilla #7 a cada 20 cm del lado de la tierra y el acero horizontal dos varillas #4 centrada a cada 2 hiladas.

Posterior a esto, se procedió a verificar la estabilidad externa de los muros, según la sección 3.3.4 de esta investigación y como se muestra en la sección 4 de los apéndices A, B y C. Primero la estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, para esto se calcularon las fuerzas de volteo, luego las fuerzas estabilizadoras, y luego se comprobaron los factores de reducción. Como fuerza estabilizadora se incluyó la presión pasiva, pero la misma fue reducida según lo indica el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) por un factor de seguridad de 2, debido a que para que el valor de la presión pasiva se alcance deben ocurrir desplazamientos mayores a los necesarios para que se desarrolle la presión activa.

Es importante señalar que se utilizaron factores de reducción y no factores de seguridad, porque así lo plantea el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009) en sus secciones 6.3.2 y 3.3.3 en el caso de utilizar el método último de diseño, que fue el utilizado en el presente trabajo.

En los tres muros se cumplieron los factores de reducción contra el volcamiento, y el factor de reducción contra el deslizamiento aplicando la ecuación 6.2 del Código Sísmico de Costa Rica (2010) que solo incluye el empuje de tierras. Al aplicar la ecuación 6.4 de este código, que incluye empuje de tierras y sismo, no se cumplió con el factor de reducción, que en los tres casos fue mayor de 0.9 por lo que se tuvo que aumentar el largo de la placa de los muros para cumplir con este factor.

Luego de aumentar el largo la placa, se establecieron las nuevas dimensiones de los muros, se re calcularon las fuerzas estabilizadoras y nuevamente todos los factores de reducción, hasta que cumplieran lo establecido en el código. Las dimensiones finales de las placas fueron de 1.90 m para el muro de dos metros, de 2.70m para el muro de tres metros y de 3.60m para el muro de cuatro metros.

Una vez terminada la estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, se procedió a comprobar que se cumpliera con la capacidad soportante del suelo, como se muestra en la sección 4.5.5 de los apéndices A, B y C.

En los tres casos, la excentricidad obtenida fue mayor que $L/6$ por lo que las distribuciones de presión bajo la placa fueron triangulares y se cumplió con la ecuación 3.4 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009).

Por último se realizó el diseño de las placas de cimentación de los muros como se muestra en la sección 5 de los apéndices A, B y C. Las distribuciones de acero obtenidas fueron las siguientes:

- Para la placa del muro de dos metros, el acero superior e inferior fue una varilla #3 a cada 20 cm en ambas direcciones.
- Para el muro de tres metros, el acero superior e inferior fue una varilla #4 a cada 25 cm en ambas direcciones
- Para el muro de cuatro metros, el acero superior fue una varilla #5 a cada 25 cm en ambas direcciones y de acero inferior una varilla #5 a cada 35 cm en ambas direcciones.

5.2 Muros de retención de mampostería con suelo reforzado

Para el diseño de estos muros, se contaba con la dimensión inicial de la altura. A partir de esta se definieron capas a cada 40 cm para que estas modularan con la altura de los bloques de mampostería.

Se procedió a verificar la estabilidad interna según la sección 3.4.2 del presente trabajo y como se muestra en la sección 2 de los apéndices D, E y F. Primero se obtuvieron las separaciones verticales de las capas de geomallas, que fueron a cada 60 cm para el muro de dos metros de altura, a cada 40 cm para el muro de tres metros de altura y de 0.40 y 0.60 para el muro de cuatro metros de altura.

Una vez conocida las separaciones verticales de las capas de geomallas se calcularon las longitudes de desarrollo necesarias para satisfacer el factor de seguridad contra la zafadura de las geomallas. Se obtuvieron las siguientes longitudes iniciales de geomallas, para el muro de dos metros de altura una longitud de geomalla de 2.20 m a lo largo de toda la altura del muro. En el muro de tres metros de altura, se propuso una longitud de geomalla

de 2.5 m desde la profundidad de 3.40 m hasta la profundidad de 1.40 m y una longitud de 3.90 m de la profundidad de 1 metros hasta 0.20 m. Por último en el muro de cuatro metros se propuso una longitud de geomalla de 2.5 m desde la profundidad de 4.40 m hasta la profundidad de 2.40 m y una longitud de 3.90 m de la profundidad de 1.80 metros hasta 0.00 m.

Una vez satisfecha la estabilidad interna, se procedió a comprobar la estabilidad externa contra el volcamiento y el deslizamiento, como se describe en la sección 3.4.3 del presente trabajo y se muestra en la sección 3 de los apéndices D, E y F. Para lo cual se calcularon las fuerzas de volteo, luego las fuerzas estabilizadoras, y luego se comprobaron los factores de reducción.

En el muro de dos metros se cumplieron los factores de reducción contra el volcamiento, y el deslizamiento. En los muros de tres y cuatro metros se cumplieron los factores de reducción contra el volcamiento, pero no se cumplió con el factor de reducción contra el deslizamiento aplicando la ecuación 6.2 del Código Sísmico de Costa Rica (2010) que solo incluye el empuje de tierras ni con el factor de la ecuación 6.4 de este código, que incluye empuje de tierras y sismo.

Es importante señalar que para el cálculo de las fuerzas resistentes al deslizamiento, solo se puede utilizar la longitud de geomalla de la capa inferior, que es la que va a estar en contacto con el suelo. Por lo que se tuvo que alargar la longitud de la geomalla inferior en los muros de tres y cuatro metros para cumplir con los factores de reducción contra el deslizamiento.

Las longitudes finales de geomallas obtenidas fueron, para el muro de tres metros una longitud de 2.90 metros desde la profundidad de 3.4m hasta la profundidad de 0.60m y de 3.90 metros para la profundidad de 0.20m. Para el muro de cuatro metros se utilizó una longitud de 3.90 metros a lo largo de toda la altura del muro.

Luego de cumplir con los factores de reducción contra el deslizamiento y el volcamiento en los tres muros se reviso la capacidad soportante del suelo como se muestra en la sección 3.4.5 de los apéndices D, E y F.

En los tres casos, la excentricidad obtenida fue menor que $L/6$ por lo que las distribuciones de presión bajo la placa fueron trapezoidales y se cumplió con la ecuación 3.4 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009).

Se diseñó posteriormente, la placa de los muros como se muestra en la sección 4 de los apéndices D, E y F y como se describe en la sección 3.4.4 del presente trabajo. La misma es igual en dimensiones y distribución de acero en los tres muros, para la misma el acero en el sentido longitudinal es 4 varillas #3 y en el sentido transversal varilla #3 a cada 20 cm.

Por último se diseñaron los conectores para anclar la geomalla en los bloques, como se describe en la sección 3.4.5 del presente trabajo y se muestra en la sección 5 de los apéndices D, E y F. Así que para los tres muros se necesitan conectores de 20 cm de longitud de varilla # 7 grado 60.

5.3 Comparación de costos

Luego de finalizar el diseño de ambos tipos de muros, se realizaron los esquemas constructivos, que se muestran en el capítulo 4 del presente trabajo. A partir de estos se desarrolló el análisis presupuestario de cada muro, calculando la cantidad de materiales y mano de obra requeridas para la construcción de un metro lineal de cada tipo de muro. Además se agregó un 5% de utilidad e imprevistos al monto final obtenido de la suma de costos y materiales.

Para los muros de mampostería reforzada, se obtuvo un costo por ml de muro de ₡373,562.71 para el muro de 2 metros, de ₡715,787.71 para el muro de tres metros y de ₡1, 258, 924.52 para el muro de cuatro metros de altura. Como se muestra en los cuadros, 3, 4 y 5.

Para los muros de retención de mampostería con suelo reforzado se obtuvieron los siguientes costos por ml, para el muro de 2 metros ₡356,464.03, para el muro de 3 metros ₡569,440.86 y para el muro de 4 metros de ₡875,478.25 Como se muestra en los cuadros 8, 9 y 10.

La comparación de estos costos se muestra en la figura 19, donde se observa que en todos los casos, los muros diseñados con suelo reforzado son más económicos que los muros de mampostería reforzada, aunque la diferencia de costos es poca en la altura de dos metros y mucho más significativa en la altura de cuatro metros, es decir la diferencia de costos se hace más significativa conforme aumenta la altura.

Se realizaron también comparaciones de costos solo de materiales y de mano de obra, como se observa en las figuras 20 y 21, en ambos casos los muros con suelo reforzado son más económicos pero se observa que la mayor diferencia de costos se da en los materiales, es decir son más costosos los materiales necesarios para la construcción de un metro lineal de mampostería reforzada que los de un metro lineal de suelo reforzado, esto debido a que los muros de mampostería reforzada utilizan mucho más kg de acero que los muros de retención con suelo reforzado como se muestra en la figura 26, y el costo de estos kilogramos de acero se muestra en la figura 22.

También se realizaron comparaciones de metro cúbico de concreto de fundación y de cantidad de bloques por metro lineal de muro como se muestra en las figuras 27 y 25 respectivamente.

Por último se compararon costos por metro cuadrado de muro, que se muestran en la figura 24.

Capítulo 6. Conclusiones y Recomendaciones

6.1 Conclusiones

Con base en los resultados obtenidos en el diseño de ambos tipos de muros y la comparación de sus costos, en cantidad de mano de obra y materiales, se derivan las siguientes conclusiones:

- a. Al verificar la estabilidad externa, el aspecto que determina la longitud de placa, en los muros de mampostería reforzada y la longitud de geomalla en los muros de mampostería con suelo reforzado, es el factor de seguridad contra el deslizamiento
- b. Al realizar la comparación de costos entre los dos tipos de muro, se obtuvo lo siguiente
 - i. En términos globales, es decir, de costos de materiales y mano de obra, los muros de retención de mampostería con suelo reforzado son el diseñado más económico
 - ii. La diferencia de costos entre ambos muros como se concluye de la figura 19, aumenta con respecto a la altura
 - iii. La diferencia de costos, al ser dividida en los rubros de mano de obra y materiales, como se muestra en las figuras 20 y 21, respectivamente, indica que el factor más decisivo en el costo de los muros es la cantidad de materiales, ya que la cantidad de acero requerido en los muros de mampostería reforzada es mayor que la requerida en los muros con suelo reforzado, como se muestra en la figura 26. De igual forma se señala que la cantidad de metros cúbicos de concreto para las fundaciones de los muros de mampostería reforzada también es significativamente mayor como se muestra en la figura 27

- c. Es importante recalcar la importancia de que se pueda utilizar el sistema de suelo reforzado sin que las personas tengan que pagar el sobre costo de los diferentes sistemas patentados con esta tecnología
- d. Al comparar la longitud de placas de los muros de mampostería reforzada con la longitud de las geomallas en los muros de retención de mampostería con suelo reforzado, se tiene que en todos los casos las longitudes de geomallas son mayores que las longitudes de las placas, por lo que el espacio disponible va a ser un factor determinante en la elección del sistema de muro a utilizar, no solo el factor económico
- e. Se debe valorar dependiendo del tipo de suelo que se tenga en sitio para la construcción del muro, el uso o no del aporte de la adherencia entre el suelo y la placa a las fuerzas resistentes al deslizamiento, ya que en este proyecto se decidió no utilizarlo y por esto los factores de seguridad con las dimensiones iniciales no fueron cumplidos y se tuvo que ampliar las longitudes de placa
- f. El diseño de un determinado tipo de muro de retención depende de un gran número de variables, como lo son el espacio disponible, el tipo de terreno a retener, la altura o desnivel del terreno, la disponibilidad de recursos materiales y económicos para la construcción de los mismos, y las condiciones de trabajo. Por lo tanto es necesario realizar un análisis exhaustivo para cada muro particular, aunque se puede tomar como referencia para condiciones similares de diseño los resultados obtenidos en esta investigación

6.2 Recomendaciones

De la investigación realizada se considera importante, realizar las siguientes recomendaciones:

- a. Se recomienda el diseño de un drenaje adecuado para cada tipo de muro, que asegure que no se generaran presiones hidrostáticas detrás del muro, para que el diseño propuesto en la presente investigación sea válido, ya que no se consideraron presiones hidrostáticas
- b. Los diseños aquí realizados se analizaron para soportar empuje de tierras y empuje sísmico, si se desea introducir algún otro tipo de fuerzas sobre el muro se deben modificar los diseños aquí establecidos
- c. De tener un suelo diferente al utilizado en este trabajo, se puede valorar utilizar el aporte de la adherencia entre el suelo y la placa, a las fuerzas resistentes al deslizamiento, esto con el fin de lograr una reducción en la longitud de las placas de los muros de retención de mampostería reforzada para hacerlos más económicos
- d. Para los muros de mampostería con suelo reforzado, se recomienda verificar que el relleno cumpla con las especificaciones de granulometría que solicita el fabricante de la geomalla, esto con el fin de que se desarrolle la fricción entre el relleno y la geomalla de manera adecuada
- e. Si se desea hacer un diseño menos conservador se puede utilizar la teoría de empuje de tierras que plantea Coulomb para ambos muros
- f. A pesar de que en todos los casos es visible que los muros de mampostería con suelo reforzado son más económicos, es importante señalar que no se tomó en cuenta el tiempo de ejecución de los proyectos para determinar los costos. Por lo que se recomienda tomarlo en cuenta en caso de que se quiera decidir qué tipo de sistema utilizar cuando el tiempo sea un factor decisivo

- g. Se recomienda la construcción de un muro de retención de mampostería con suelo reforzado, como los diseñados en esta investigación, para verificar si es factible constructivamente este sistema

- h. Evaluar la posibilidad de realizar en otro proyecto de graduación la comparación entre muros de suelo reforzado contra muros de mampostería con un anclaje en la mitad de la altura del muro, para muros con alturas mayores a los dos metros

Bibliografía

Libros

1. Braja, Das (1999). *Principio de ingeniería de cimentaciones*. Estados Unidos: Internacional Thompson Editors
2. Bowles, Joseph E. (1996) *Foundation Analysis and Design*. Estados Unidos: Mc Graw Hil

Artículos de Revista

3. Bolton, M.D. & Pang, P.L.R (1982). Collapse limit states of reinforced earth retaining walls. *Gèotechnique*, 32(4), 349-367

Trabajos finales de grado

4. Cardozo, A; Chacon, K. (2010). Tierra armada, muros de contención y anclajes. Trabajo entregado para la aprobación del curso: intensivo 2010. Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes
5. Cespedez, N .(1999). *Análisis comparativo de costos entre muros de tierra armada y muros reforzados*. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil., Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica
6. Granados, E. (1974). *La tierra armada*. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil., Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica
7. Lopez, J. (1972). *Diseño muro de retención en voladizo*. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil., Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica

8. Moreira , O. (1987). *Diseño muro de contención en el vertedor de excedencias proyecto hidroelectrico Sandillal estudio de factibilidad del uso de la tierra armada y los geotextiles*. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil., Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica

9. Pereira, C. (1973). *Diseño Programa de calculo para el diseño de muros de retención en voladizo*. Proyecto de graduación para optar por el grado de licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica

Páginas web

10. Maccaferri. Sistemas contra caídas de rocas.
(<http://www.maccaferri.com.br/download/rocas.pdf?PHPSESSID=v404er32i6asjlac2ruphl8gp4>). [21 de agosto de 2009]

11. Tierra Armada. Manual de Montaje.
(<http://www.tierraarmada.com.ve/manuales/aeb4de9f0eee60e1e57ac9af7fc84116.pdf>) Extraído el 10 de mayo del 2011

12. Reinforced Earth. Products, Reinforced Eart
(<http://www.reinforcedearth.com/products/7?page=1&phpMyAdmin=ax-mvBuEeM9ZiGpRGXfkUNnjzj>) Extraído el 08 de mayo del 2011

Códigos

13. American Concrete Institute, Capítulo de Costa Rica (ACI) (2008). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario. Primera edición.
14. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (CFIA) (2010). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. San José: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
15. Asociación Costarricense de Geotecnia (CFIA) (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica 2010*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
16. American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero. Santiago de Chile.

Apuntes de cursos y otros

17. Poveda, A. (2010). Notas del curso de diseño de mampostería. San José, Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
18. Fernandez, C. (2009). Notas del curso estructuras de concreto I. San José, Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
19. Departamento de Ingeniería en Geosistemas, Mexichem (2009) Manual de Diseño con Geosintéticos. Bogotá, Colombia.

Apéndice A: Memoria de cálculo muro de retención de mampostería 2 metros

1. Estimación de Dimensiones:

Altura del muro	$H = 2.4 \text{ m}$
Base de la Placa	$L = \frac{3H}{4} = 1.8 \text{ m}$
Talón	$a' = \frac{L}{5} = 0.36 \text{ m} \rightarrow a' = 0.40 \text{ m}$
Espesor de la Placa	$t = \frac{H}{7} = 0.342 \text{ m} \rightarrow t = 0.35 \text{ m}$
Desplante*	$D = t + 20 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 0.75 \text{ m}$

2. Cálculo de cargas para el muro (H=2.4 m)

2.1 Presión de Tierra

Presión de Tierra

$$P_e = \frac{K_a * \gamma_s * H^2}{2} = 1975.39 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Brazo de Palanca

$$B_e = \frac{H}{3} = 0.80 \text{ m}$$

Momento de Empuje

$$M_e = P_e * B_e = 1580.32 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

2.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coefficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f^* \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * \left(\frac{3}{4} K_h\right) = 730.08 \frac{kg}{m}$$

Brazo de Palanca

$$B_s = 0.6H = 1.44 \text{ m}$$

Momento Sísmico

$$M_s = P_s * B_s = 1051.32 \frac{kg \cdot m}{m}$$

2.3 Combinaciones de carga para el empuje lateral Sección 6.2 del CSCR 2010Para la Ecuación 6.2

$$Pu_1 = 1.6 * Pe = 3160.63 \frac{kg}{m}$$

$$Mu_1 = 1.6 * Me = 2528.51 \frac{kg \cdot m}{m}$$

$$Vu_1 = 1.6 * Ve = 3160.63 \frac{kg}{m} \quad \text{RIGE!!!}$$

Para la Ecuación 6.3 y 6.4

$$Pu_2 = Pe + Ps = 2705.47 \frac{kg}{m}$$

$$Mu_2 = Me + Ms = 2631.6351 \frac{kg \cdot m}{m} \quad \text{RIGE!!!}$$

$$Vu_2 = Ve + Vs = 2705.47 \frac{kg}{m}$$

3. Diseño Estructural del Muro

3.1 Diseño a Flexión del Muro

Espesor del Bloque Tipo A Norma Inteco 06-02-13-07

$$eb = 20 \text{ cm}$$

Grueso de la pared del bloque tipo A Norma Inteco 06-02-13-07

$$gp = 3.2 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo Sección 9.3.5.c CSCR 2010

$$rm = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = eb - gp - rm = 14.3 \text{ cm}$$

Área de Acero Aproximada

$$A_{s\text{aprox}} = \frac{Mu_2 * 100}{\phi * .09 * d * F_y} = 6.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Diámetro máximo de varilla Sección 9.3.3.c CSCR 2010

$$\phi_{\text{max}} = \frac{eb}{8} = 2.5 \text{ cm} \quad \text{Varilla \# 8}$$

Acero Mínimo Sección 9.3.3.C CSCR2010

Acero total

$$A_{s\text{mint}} = 0.002 * 100 * eb = 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Acero en una dirección

$$A_{s\text{min1d}} = 0.0007 * 100 * eb = 1.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Acero vertical

$$1 \# 4 @ 20 \text{ cm} \quad \frac{100\text{cm} \cdot 1.29\text{cm}^2}{20\text{cm}} = 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 6.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Ok!!

$$Tu = 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * F_y = 27090 \text{ kg}$$

Espesor Área en Compresión

$$a = \frac{Tu}{0.85 * F_m * 100\text{cm}} = 3.18\text{cm}$$

Aunque es menor que la pared del bloque (3.2 cm), todas las celdas van rellenas para aumentar el peso propio del muro y así aumentar el factor de seguridad contra el volcamiento.

Momento Nominal con Factor de Reducción

$$\phi Mn = \phi * Tu * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2753.75 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\phi Mn > Mu_2$$

$$2753.75 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} > 2631.6351 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Ok!!!!}$$

Acero horizontal

$$1 \# 3 @ 40 \text{ cm} \quad \frac{100\text{cm} \cdot 0.71\text{cm}^2}{40\text{cm}} = 1.775 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_h > A_{smin1d} \quad \rightarrow \quad 1.775 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 1.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Ok!!!}$$

3.2 Diseño a Cortante del Muro

Cortante último que rige

$$Vu = Vu_1 = 3160.63 \frac{kg}{m}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para Cortante para Mampostería Clase A Tabla

9.1 CSCR 2010

$$\phi_v = 0.60$$

Área que soporta cortante

$$Amv = 100 * eb = 2000cm^2$$

Ecuación 9-45 CSCR2010

$$Vn = 0.53 * Amv * \sqrt{F_m} = 10600 \frac{kg}{m}$$

Cortante Nominal con factor de Reducción

$$\phi Vn = 6360 \frac{kg}{m}$$

$$\phi Vn > Vu_1$$

$$6360 \frac{kg}{m} > 3160.63 \frac{kg}{m} \quad \mathbf{Ok!!!}$$

Resumen de Resultados

Acero vertical: 1 # 4 @ 20 cm del lado de la tierra

Acero Horizontal: 1 # 3 @ 2 hiladas centrada

4. Calculo de Fuerzas estabilizadoras, de volteo y Factores de Seguridad

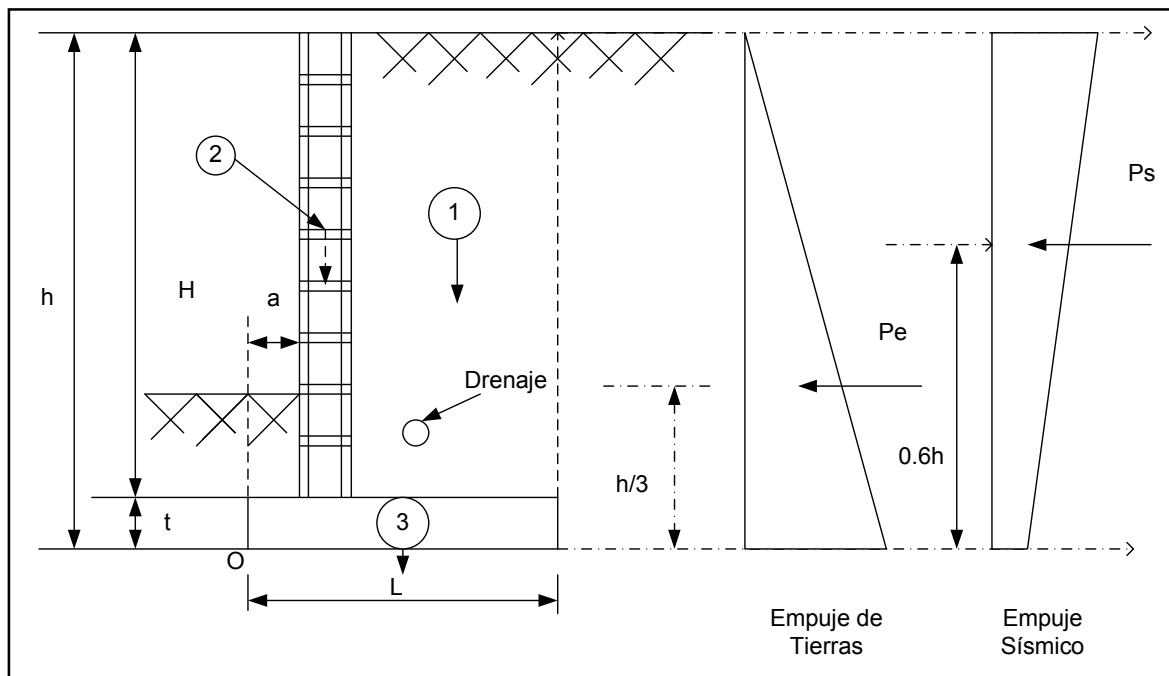


Figure 28 Esquema de fuerzas en el muro

4.1 Fuerzas de volteo

Altura del muro hasta la base de la placa de cimentación

$$h = H + t = 2.75 \text{ m}$$

4.1.1 Presión de Tierra

$$P_e = \frac{K_a * \gamma_s * H^2}{2} = 2593.56 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Brazo de Palanca

$$B_e = \frac{h}{3} = 0.917 \text{ m}$$

Momento de Empuje

$$M_e = P_e * B_e = 2377.43 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

4.1.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coeficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f^* \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * \left(\frac{3}{4} K_h \right) = 958.55 \frac{kg}{m}$$

Brazo de Palanca

$$B_s = 0.6h = 1.65 m$$

Momento Sísmico

$$M_s = P_s * B_s = 1581.6 kg \frac{m}{m}$$

4.2 Fuerzas Estabilizadoras (Ver figura 28)

Elemento	Descripción	Vol(m3)	γ (kg/m3)	W(kg)	Brazo respecto a "O"(m)	M (kg*m)
1	Relleno	2.88	1690	4867.2	1.2	5840.64
2	Muro	0.48	2250	1080	0.5	540
3	Placa	0.63	2400	1512	0.9	1360.8
				7459.2		7741.44

$$\sum V = 7459.2 kg$$

$$\sum Mr = 7741.44 kg * m$$

Fuerzas Resistentes de deslizamiento

ΣFr = suma de las fuerzas horizontales resistentes

ΣFr = Resistencia por fricción y adherencia + Presión Pasiva

Resistencia cortante del suelo

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta + L * c_a$$

Ángulo δ ángulo de fricción entre el suelo de la fundación y la base de la estructura

$$\delta = 1 * \phi = 25^\circ$$

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta = 3478.28 \text{ kg}$$

Presión Pasiva

Desplante $D = 0.75 \text{ m}$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 2.46$$

$$P_p = \frac{K_p * \gamma_s * D^2}{2} = 1171.13 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Luego utilizando el factor de reducción de la Presión pasiva propuesto en la sección 6.3.2 del CCCR tenemos

$$P_p = \frac{1171.13 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{2} = 585.56 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

4.3 Factores de reducción4.3.1 Volcamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\phi = \frac{1.6 \sum M_o}{1.2 * \sum M_r} = \frac{1.6 * 2377.43 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}}{1.2 * 7741.44 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}} = 0.41$$

$$\phi = 0.41 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.3.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{\sum M_o}{0.95 * \sum M_r} = \frac{M_e + M_s}{0.95 \sum M_r} = \frac{2377.43 \text{ kg} \frac{m}{m} + 1581.6 \text{ kg} \frac{m}{m}}{0.95 * 7741.44 \text{ kg} \frac{m}{m}} = 0.54$$

$$\varphi = 0.54 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.3.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * P_e}{\sum F_r} = \frac{1.6 * 2593.56 \text{ kg}}{1.2 * 3478.28 \text{ kg} + 1.6 * 585.56 \text{ kg}} = 0.82$$

$$\varphi = 0.82 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.3.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{P_e}{\sum F_r} = \frac{P_e + P_s}{\sum F_r} = \frac{2593.56 \text{ kg} + 958.55 \text{ kg}}{0.95 * 3478.28 \text{ kg} + 585.56 \text{ kg}} = 0.91$$

$$\varphi = 0.91 > 0.90 \quad \mathbf{No cumple! Se procede a aumentar la longitud de la placa.}$$

Nuevas dimensiones:

Altura del muro $H = 2.40 \text{ m}$

Base de la Placa $L = 1.90 \text{ m}$

Talón $a' = \frac{L}{5} = 0.38 \text{ m} \rightarrow a' = 0.40 \text{ m}$

Espesor de la Placa $t = \frac{H}{7} = 0.342 \text{ m} \rightarrow t = 0.35 \text{ m}$

Desplante* $D = t + 20 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 0.75 \text{ m}$

4.4 Nuevas Fuerzas Estabilizadoras (Ver figura 28)

Elemento	Descripción	Vol(m3)	γ (kg/m3)	W(kg)	Brazo respecto a "O" (m)	M (kg*m)
1	Relleno	3.12	1690	5272.8	1.25	6591
2	Muro	0.48	2250	1080	0.5	540
3	Placa	0.665	2400	1596	0.95	1516.2
				7948.8		8647.2

$$\sum V = 7948.8 \text{ kg}$$

$$\sum Mr = 8647.2 \text{ kg} * \text{m}$$

Nueva Fuerza Resistentes de deslizamiento

$$S_{\text{máx}} = \sum V * \tan \delta = 3706.59 \text{ kg}$$

La presión pasiva no varía.

4.5 Nuevos Factores de reducción

4.5.1 Volcamiento solo empuje de tierras (Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 \sum M_o}{\sum M_r} = \frac{1.6 * 2377.43 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}}{1.2 * 8647.2 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}} = 0.36$$

$$\varphi = 0.36 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras (Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{\sum M_o}{\sum M_r} = \frac{M_e + M_s}{0.95 * \sum M_r} = \frac{2377.43 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} + 1581.6 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}}{0.95 * 8647.2 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}} = 0.48$$

$$\varphi = 0.48 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * Pe}{\sum F_r} = \frac{1.6 * 2593.56kg}{1.2 * 3706.59 kg + 1.6 * 585.56 kg} = 0.77$$

$$\varphi = 0.77 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!}$$

4.5.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{Pe}{\sum F_r} = \frac{Pe + Ps}{\sum F_r} = \frac{2593.56kg + 958.55kg}{0.95 * 3706.59 kg + 585.56 kg} = 0.87$$

$$\varphi = 0.87 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.5 Capacidad de soporte

Momento Neto

$$M_{neto} = \sum M_r - \sum M_o = 4688.165 kg * m$$

Distancia desde O hasta el punto de aplicación de la Resultante

$$dor = \frac{M_{neto}}{\sum V} = \frac{4688.165 kg * m}{7948.8kg} = 0.59 m$$

Excentricidad

$$E = \frac{L}{2} - dor = 0.37m$$

$$\frac{L}{6} = 0.32m \quad \rightarrow E > \frac{L}{6} \text{ Por lo tanto } Q_{min} \text{ será negativa}$$

Presión Máxima y Presión MínimaPorcentaje de contacto (Para cumplir con Sección 13.4 del CSCR 2010 % contacto > 50%)

$$Ll = 3 * \left(\frac{L}{2} - E \right) = 1.74 \text{ m}$$

$$Ll \frac{100}{L} = 91.5 \% \quad 91.5\% > 50\% \text{ **Ok!!!**}$$

$$Q_{max} = \frac{2 * \Sigma V}{Ll * B} = 9136.552 \frac{kg}{m^2}$$

$$Q_{min} = 0$$

Selección de Factor de Reducción de la resistencia del suelo ϕ Tabla 13.1 Sección 13.3 CSCR 2010

$$Q_{min} = 0 \quad \frac{Q_{min}}{Q_{max}} = 0.0 \quad 0.0 < 0.25$$

Por lo tanto $\phi = 0.85$

Esfuerzo permisible del suelo

$$\sigma_{per} = 20000 \frac{kg}{m^2}$$

Capacidad última de carga

$$q_u = \phi * \sigma_{per} * 3 = 51000 \frac{kg}{m^2}$$

$$51000 \frac{kg}{m^2} \geq 9136.552 \frac{kg}{m^2} \text{ **Ok!!!**}$$

5. Diseño de la Placa

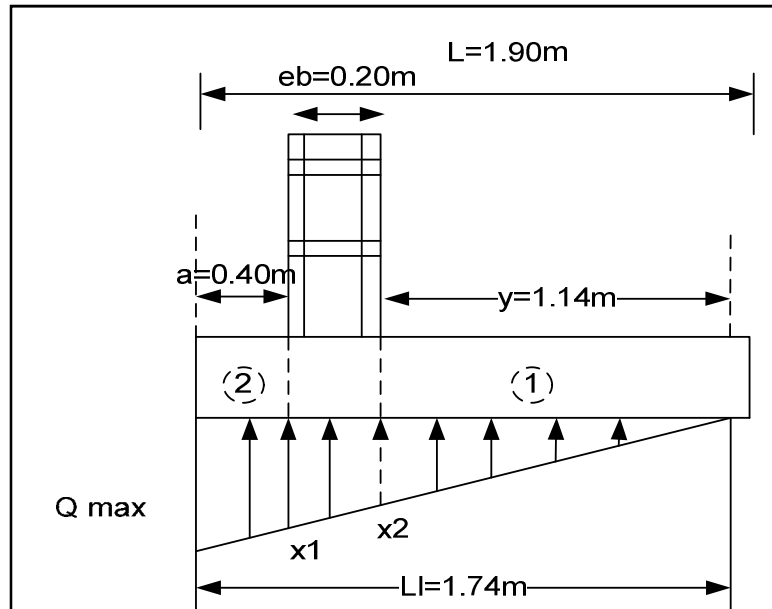


Figura 29 Placa cimentación muro retención mampostería reforzada 2 m

Valores de $x1$ y $x2$

$$x1 = \frac{Q_{max}}{Ll} * (Ll - a') = 7036.195 \frac{kg}{m}$$

$$x2 = \frac{Q_{max}}{Ll} * (Ll - a' - eb) = 5986.017 \frac{kg}{m}$$

5.1 Diseño del sector 1

Peso de la Placa

$$Pp = (L - a' - eb) * t * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 1092 kg$$

Peso de Relleno sobre la Placa

$$Pr = 5272.8kg$$

Peso ultimo total

$$Pu = 0.95 * (Pp + Pr) = 6046.56kg$$

Cortante último

$$y = Ll - a' - eb = 1.14m$$

$$Vu = Pu - \left(\frac{x2 * y}{2}\right) = 2634.53kg$$

Momento último

$$Mu = \left[Pu * \left(\frac{L - a' - eb}{2}\right) \right] - \left[\left(\frac{x2 * y}{2}\right) * \frac{y}{3} \right] = 2633.69kg \frac{m}{m}$$

Acero Aproximado

$$d = t - 7.5 \text{ cm} - \frac{\emptyset}{2} = 27.03 \text{ cm}$$

7.5 cm = recubrimiento mínimo según ACI 318S-08 Sección 7.7.1.a

Suponemos varilla #3 db=0.95 cm

$$A_{saprox} = \frac{Mu * 100}{0.9 * F_y * 0.9 * d} = 2.86 \frac{cm^2}{m}$$

Acero mínimo según ACI 7.12.2.1 para Acero Grado 60

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * t = 6.3 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{6.3 \text{ cm}^2}{2} = 3.15 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{Rige Acero mínimo } 3.15 \frac{cm^2}{m} > 2.86 \frac{cm^2}{m}$$

Separación máxima según ACI 10.5.4

$$S_{max1} = 3 * t = 105cm$$

$$S_{max2} = 45cm$$

Rige 45 cm

$$\text{Usar 1 \# 3 @ 20 cm} \quad \frac{100cm * 0.71cm^2}{20cm} = 3.55 \frac{cm^2}{m} \quad 3.55 \frac{cm^2}{m} > 3.15 \frac{cm^2}{m} \quad \text{Ok!!}$$

$$Tu = 3.55 \frac{cm^2}{m} * F_y = 14910 kg$$

Espesor Área en Compresión

Resistencia a la compresión del concreto de la Placa $F_c' = 210 \frac{kg}{cm^2}$

$$a = \frac{Tu}{0.85 * F_c' * 100cm} = 0.84cm$$

Momento Nominal con Factor de Reducción

$$\phi Mn = \phi * Tu * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3570.44kg \frac{m}{m}$$

$$\phi Mn > Mu$$

$$3570.44 \frac{m}{m} > 2633.69kg \frac{m}{m} \quad \text{Ok!!!!}$$

Cortante Ecuación 9-45 sección 9.8.4 CSCR 2010Área que soporta cortante

$$A_{mv} = 100 * d = 2702.5cm^2$$

Ecuación 9-45 CSCR2010

$$V_c = 0.53 * A_{mv} * \sqrt{F_c'} = 20756.36 \frac{kg}{m}$$

Cortante Nominal con factor de Reducción

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 * 20756.36}{2} = 7783.64 \frac{kg}{m}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} > V_u$$

$$7783.64 \frac{kg}{m} > 2634.53 \frac{kg}{m} \quad \mathbf{OK!!!}$$

5.2 Diseño del sector 2

Peso de la Placa

$$P_p = a' * t * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 336 kg$$

Peso de Relleno sobre la Placa

Conservadoramente se desprecia este valor en el diseño

Peso ultimo total

$$P_u = 0.95 * P_p = 319.2kg$$

Cortante ultimo

$$V_u = x_1 * a' + \frac{(Q_{max} - x_1) * a'}{2} - P_u = 2915.35kg$$

Momento último

$$M_u = x_1 * a' * 1 * \frac{a'}{2} + \frac{(Q_{max} - x_1) * a'}{2} * \frac{2a'}{3} - P_u * \frac{a'}{2} = 611.08 kg \frac{m}{m}$$

Si se comparan estos valores con los del sector 1, se nota que el Momento último en este caso es menor que en el sector 1 por lo cual continúa rigiendo acero mínimo. En el caso del cortante último aunque es un poco mayor en la sección 2 que en la 1, aun el valor del cortante nominal con factor de reducción sigue siendo mayor.

Resumen de Resultados General

<u>Acero vertical:</u>	1 # 4 @ 20 cm del lado de la tierra
<u>Acero Horizontal:</u>	1 # 3 @ 2 hiladas centrada
<u>Acero placa superior:</u>	1 # 3 @ 20 cm a ambos lados
<u>Acero placa inferior:</u>	1 # 3 @ 20 cm a ambos lados

Apéndice B: Memorias de cálculo muro de retención de mampostería 3 metros

1. Estimación de Dimensiones:

Altura del muro	$H = 3.4 \text{ m}$
Base de la Placa	$L = \frac{3H}{4} = 2.55 \text{ m} \rightarrow L = 2.60 \text{ m}$
Talón	$a' = \frac{L}{5} = 0.52 \text{ m} \rightarrow a' = 0.55 \text{ m}$
Espesor de la Placa	$t = \frac{H}{7} = 0.486 \text{ m} \rightarrow t = 0.5 \text{ m}$
Desplante*	$D = t + 20 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 0.90 \text{ m}$

2. Cálculo de cargas para el muro (H=3.4 m)

2.1 Presión de Tierra

Presión de Tierra

$$Pe = \frac{K_a * \gamma_s * H^2}{2} = 3964.51 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Brazo de Palanca

$$Be = \frac{H}{3} = 1.13 \text{ m}$$

Momento de Empuje

$$Me = Pe * Be = 4493.11 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

2.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coeficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f^* \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * \left(\frac{3}{4} K_h\right) = 1465.23 \frac{kg}{m}$$

Brazo de Palanca

$$B_s = 0.6H = 2.04 m$$

Momento Sísmico

$$M_s = P_s * B_s = 2989.07 kg \frac{m}{m}$$

2.3 Combinaciones de carga para el empuje lateral Sección 6.2 del CSCR 2010Para la Ecuación 6.2

$$Pu_1 = 1.6 * Pe = 6343.21 \frac{kg}{m}$$

$$Mu_1 = 1.6 * Me = 7188.97 kg \frac{m}{m}$$

$$Vu_1 = 1.6 * Ve = 6343.21 \frac{kg}{m} \quad \text{RIGE!!!}$$

Para la Ecuación 6.3 y 6.4

$$Pu_2 = Pe + Ps = 5429.74 \frac{kg}{m}$$

$$Mu_2 = Me + Ms = 7482.18 kg \frac{m}{m} \quad \text{RIGE!!!}$$

$$Vu_2 = Ve + Vs = 5429.74 \frac{kg}{m}$$

3. Diseño Estructural del Muro

3.1 Diseño a Flexión del Muro

Espesor del Bloque Tipo A Norma Inteco 06-02-13-07

$$eb = 40 \text{ cm}^*$$

Grueso de la pared del bloque tipo A Norma Inteco 06-02-13-07

$$gp = 3.2 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo Sección 9.3.5.c CSCR 2010

$$rm = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = eb - gp - rm = 34.3 \text{ cm}$$

Área de Acero Aproximada

$$A_{s\text{aprox}} = \frac{Mu_2 * 100}{\phi * 0.9 * d * F_y} = 7.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Diámetro máximo de varilla Sección 9.3.3.c CSCR 2010

$$\phi_{\text{max}} = \frac{20 \text{ cm}}{8} = 2.5 \text{ cm} \quad \text{Varilla \# 8}$$

Acero Mínimo Sección 9.3.3.C CSCR2010

Acero total

$$A_{s\text{mint}} = 0.002 * 100 * eb = 8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Acero horizontal

$$A_{s\text{min}} = 0.0015 * 100 * eb = 6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Acero vertical

$$1 \# 6 @ 40 \text{ cm} \quad \frac{100\text{cm} \cdot 2.84\text{cm}^2}{40\text{cm}} = 7.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$7.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \cong 7.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Ok!!

$$Tu = 7.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * F_y = 29820 \text{ kg}$$

Espesor Área en Compresión

$$a = \frac{Tu}{0.85 * F'_m * 100\text{cm}} = 3.5\text{cm}$$

Todas las celdas van rellenas.

Momento Nominal con Factor de Reducción

$$\phi Mn = \phi * Tu * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 7764.15 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\phi Mn > Mu_2$$

$$7764.15 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} > 7482.18 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \mathbf{Ok!!!!}$$

Acero horizontal

$$2 \# 4 @ 40 \text{ cm} \quad \frac{100\text{cm} \cdot 2 \cdot 1.29\text{cm}^2}{40\text{cm}} = 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_h > A_{smin} \quad \rightarrow \quad 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \mathbf{Ok!!!}$$

$$A_t = 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} + 8.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 14.95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_t > A_{smin} \quad \mathbf{OK!!!!}$$

3.2 Diseño a Cortante del Muro

Cortante último que rige

$$V_u = Vu_1 = 6343.21 \frac{kg}{m}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para Cortante para Mampostería Clase A Tabla

9.1 CSCR 2010

$$\phi_v = 0.60$$

Área que soporta cortante

$$A_{mv} = 100 * eb = 4000cm^2$$

Ecuación 9-45 CSCR2010

$$V_n = 0.53 * A_{mv} * \sqrt{F'_m} = 21200 \frac{kg}{m}$$

Cortante Nominal con factor de Reducción

$$\phi V_n = 12720 \frac{kg}{m}$$

$$\phi V_n > Vu_1$$

$$12720 \frac{kg}{m} > 6343.22 \frac{kg}{m} \quad \mathbf{Ok!!!}$$

Resumen de Resultados

Acero vertical: 1 # 6 @ 40 cm del lado de la tierra

Acero Horizontal: 2 # 4 @ 2 hiladas centrada

4. Calculo de Fuerzas estabilizadoras, de volteo y Factores de Seguridad

4.1 Fuerzas de volteo

Altura del muro hasta la base de la placa de cimentación

$$h = H + t = 3.9 \text{ m}$$

4.1.1 Presión de Tierra

$$P_e = \frac{K_a * \gamma_s * h^2}{2} = 5216.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Brazo de Palanca

$$B_e = \frac{h}{3} = 1.3 \text{ m}$$

Momento de Empuje

$$M_e = P_e * B_e = 6781.16 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

4.1.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coefficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f^ \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010*

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * h^2 * \left(\frac{3}{4} K_h \right) = 1927.87 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Brazo de Palanca

$$B_s = 0.6h = 2.34 \text{ m}$$

Momento Sísmico

$$M_s = P_s * B_s = 4511.21 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

4.2 Fuerzas Estabilizadoras (Ver figura 28)

Elemento	Descripción	Vol(m3)	γ (kg/m3)	W(kg)	Brazo (m)	M (kg*m)
1	Relleno	5.644	1690	9538.36	1.77	16882.8972
2	Muro	1.326	2250	2983.5	0.745	2222.7075
3	Placa	1.3	2400	3120	1.3	4056
				15641.86		23161.6047

$$\sum V = 15641.86 \text{ kg}$$

$$\sum Mr = 23161.60 \text{ kg} * \text{m}$$

Fuerzas Resistentes de deslizamiento

ΣFr = suma de las fuerzas horizontales resistentes

ΣFr = Resistencia por fricción y adherencia + Presión Pasiva

Resistencia cortante del suelo

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta + L * c_a$$

Ángulo δ ángulo de fricción entre el suelo de la fundación y la base de la estructura

$$\delta = 1 * \phi = 25^\circ$$

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta = 7293.92 \text{ kg}$$

Presión Pasiva

Desplante $D = 0.90 \text{ m}$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 2.46$$

$$Pp = \frac{K_p * \gamma_s * D^2}{2} = 1686.43 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Luego utilizando el factor de reducción de la Presión pasiva propuesto en la sección 6.3.2 del CCCR tenemos

$$Pp = \frac{1686.43 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{2} = 843.213 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

4.3 Factores de Reducción

4.3.1 Volcamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 \sum M_o}{1.2 \sum M_r} = \frac{1.6 * 6781.16 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}}{1.2 * 23161.60 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}} = 0.39$$

$$\varphi = 0.39 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.3.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{\sum M_o}{\sum M_r} = \frac{M_e + M_s}{0.95 * \sum M_r} = \frac{6781.16 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} + 4511.21 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}}{0.95 * 23161.60 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}} = 0.51$$

$$\varphi = 0.51 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.3.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * P_e}{\sum F_r} = \frac{1.6 * 5216.28 \text{ kg}}{1.2 * 7293.92 \text{ kg} + 1.6 * 843.213 \text{ kg}} = 0.83$$

$$\varphi = 0.83 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.3.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras (Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{Pe}{\sum F_r} = \frac{Pe + Ps}{\sum F_r} = \frac{5216.28kg + 1927.87kg}{0.95 * 7293.92 kg + 843.213 kg} = 0.92$$

$\varphi = 0.92 > 0.90$ **No cumple! Se procede a aumentar la longitud de la placa.**

Nuevas dimensiones:

Altura del muro $H = 3.40 m$

Base de la Placa $L = 2.70 m$

Talón $a' = 0.55 m$

Espesor de la Placa $t = \frac{H}{7} = 0.486 m \rightarrow t = 0.50 m$

Desplante $D = t + 0.20 m + 0.20m = 0.90 m$

4.4 Nuevas Fuerzas Estabilizadoras (Ver figura 28)

Elemento	Descripción	Vol(m3)	γ (kg/m3)	W(kg)	Brazo (m)	M (kg*m)
1	Relleno	5.984	1690	10112.96	1.82	18405.5872
2	Muro	1.326	2250	2983.5	0.745	2222.7075
3	Placa	1.35	2400	3240	1.35	4374
				16336.46		25002.2947

$$\sum V = 16336.46kg$$

$$\sum Mr = 25002.29 kg * m$$

Nueva Fuerza Resistentes de deslizamiento

$$S_{\text{máx}} = \sum V * \tan \delta = 7617.816kg$$

La presión pasiva no varía.

4.5 Nuevos Factores de reducción

4.5.1 Volcamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 \sum M_o}{1.2 * \sum M_r} = \frac{1.6 * 6781.16 \text{ kg} \frac{m}{m}}{1.2 * 25002.29 \text{ kg} \frac{m}{m}} = 0.36$$

$$\varphi = 0.36 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{\sum M_o}{\sum M_r} = \frac{M_e + M_s}{0.95 * \sum M_r} = \frac{6781.16 \text{ kg} \frac{m}{m} + 4511.21 \text{ kg} \frac{m}{m}}{0.95 * 25002.29 \text{ kg} \frac{m}{m}} = 0.48$$

$$\varphi = 0.48 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * P_e}{\sum F_r} = \frac{1.6 * 5216.28 \text{ kg}}{1.2 * 7617.816 \text{ kg} + 1.6 * 843.213 \text{ kg}} = 0.80$$

$$\varphi = 0.80 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{P_e}{\sum F_r} = \frac{P_e + P_s}{\sum F_r} = \frac{5216.28 \text{ kg} + 1927.87 \text{ kg}}{0.95 * 7617.816 \text{ kg} + 843.213 \text{ kg}} = 0.88$$

$$\varphi = 0.88 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.5 Capacidad de soporte

Momento Neto

$$M_{neto} = \sum M_r - \sum M_o = 13709.92 \text{ kg} * \text{ m}$$

Distancia desde O hasta el punto de aplicación de la Resultante

$$dor = \frac{M_{neto}}{\sum V} = \frac{13709.92 \text{ kg} * \text{ m}}{16336.46 \text{ kg}} = 0.84 \text{ m}$$

Excentricidad

$$E = \frac{L}{2} - dor = 0.51 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = 0.45 \text{ m} \quad \rightarrow \quad E > \frac{L}{6} \text{ Por lo tanto } Q_{min} \text{ será negativa}$$

Presión Máxima y Presión Mínima

Porcentaje de contacto (Para cumplir con Sección 13.4 del CSCR 2010 % contacto > 50%)

$$Ll = 3 * \left(\frac{L}{2} - E \right) = 2.52 \text{ m}$$

$$Ll \frac{100}{L} = 93.33 \%$$

$$93.33\% > 50\% \text{ **Ok!!!**}$$

$$Q_{max} = \frac{2 * \sum V}{Ll * B} = 12965.44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{min} = 0$$

Selección de Factor de Reducción de la resistencia del suelo ϕ Tabla 13.1 Sección 13.3 CSCR 2010

$$\frac{Q_{min}}{Q_{max}} = 0.0$$

$$0.0 < 0.25$$

Por lo tanto $\phi = 0.85$

Esfuerzo permisible del suelo

$$\sigma_{per} = 20000 \frac{kg}{m^2}$$

Capacidad última de carga

$$q_u = \phi * \sigma_{per} * 3 = 51000 \frac{kg}{m^2}$$

$$51000 \frac{kg}{m^2} \geq 12965.44 \frac{kg}{m^2} \quad \text{Ok!!!}$$

5. Diseño de la Placa

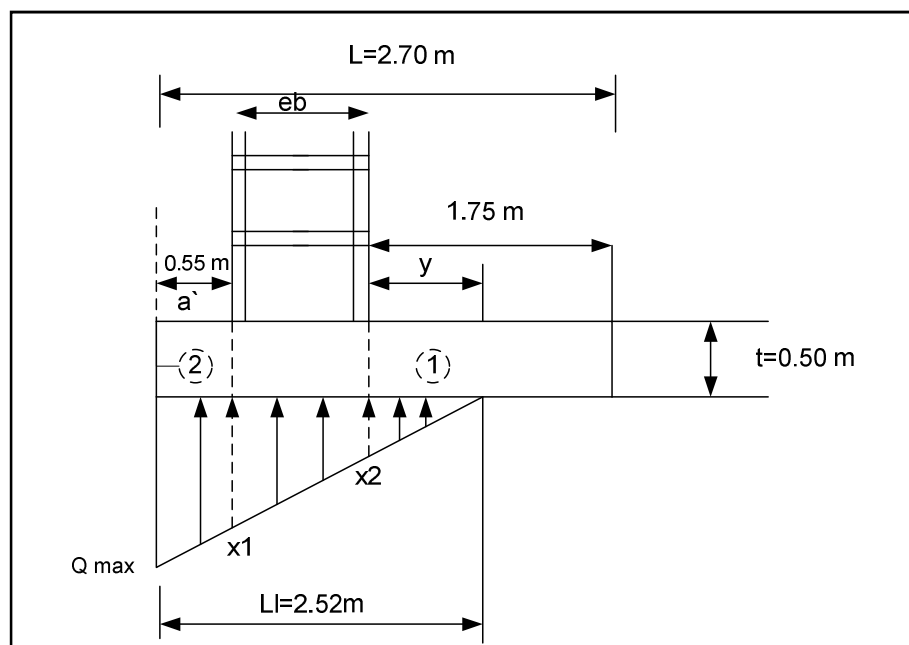


Figura 30 Placa de cimentación muro de retención de mampostería reforzada de 3 metros

Valores de x1 y x2

$$x1 = \frac{Q_{max}}{Ll} * (Ll - a') = 10135.685 \frac{kg}{m}$$

$$x2 = \frac{Q_{max}}{Ll} * (Ll - a' - eb) = 8077.678 \frac{kg}{m}$$

5.1 Diseño del sector 1Peso de la Placa

$$Pp = (L - a' - eb) * t * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 2100 kg$$

Peso de Relleno sobre la Placa

$$Pr = 10112.96kg$$

Peso ultimo total

$$Pu = 0.95 * (Pp + Pr) = 11602.31kg$$

Cortante último

$$y = Ll - a' - eb = 1.57m$$

$$Vu = Pu - \left(\frac{x2 * y}{2} \right) = 5261.335kg$$

Momento ultimo

$$Mu = \left[Pu * \left(\frac{L - a' - eb}{2} \right) \right] - \left[\left(\frac{x2 * y}{2} \right) * \frac{y}{3} \right] = 6833.578kg \frac{m}{m}$$

Acero Aproximado

$$d = t - 7.5 \text{ cm} - \frac{\emptyset}{2} = 41.9 \text{ cm}$$

7.5 cm = recubrimiento mínimo según ACI 318S-08 Sección 7.7.1.a

Suponemos varilla #4 db=1.27 cm

$$A_{saprox} = \frac{Mu * 100}{0.9 * F_y * 0.9 * d} = 4.80 \frac{cm^2}{m}$$

Acero mínimo según ACI 7.12.2.1 para Acero Grado 60

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * t = 9 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{9 \text{ cm}^2}{2} = 4.5 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{Rige Acero requerido } 4.80 \frac{cm^2}{m} > 4.5 \frac{cm^2}{m}$$

Separación máxima según ACI 10.5.4

$$S_{max1} = 3 * t = 150 \text{ cm}$$

$$S_{max2} = 45 \text{ cm}$$

Rige 45 cm

$$\text{Usar 1 \# 4 @ 25 cm} \quad \frac{100 \text{ cm} * 1.29 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}} = 5.16 \frac{cm^2}{m}$$

$$5.16 \frac{cm^2}{m} > 4.82 \frac{cm^2}{m}$$

Ok!!

$$Tu = 5.16 \frac{cm^2}{m} * F_y = 21672 \text{ kg}$$

Espesor Área en Compresión

Resistencia a la compresión del concreto de la Placa $F_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$

$$a = \frac{Tu}{0.85 * F_c * 100cm} = 1.21cm$$

Momento Nominal con Factor de Reducción

$$\phi Mn = \phi * Tu * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 8047.28kg \frac{m}{m}$$

$$\phi Mn > Mu$$

$$8047.28kg \frac{m}{m} > 6833.58 kg \frac{m}{m} \quad \mathbf{Ok!!!!}$$

Cortante Ecuación 9-45 sección 9.8.4 CSCR 2010Área que soporta cortante

$$Amv = 100 * d = 4190cm^2$$

Ecuación 9-45 CSCR2010

$$Vc = 0.53 * Amv * \sqrt{F_c} = 32154.12 \frac{kg}{m}$$

Cortante Nominal con factor de Reducción

$$\frac{\phi Vc}{2} = \frac{0.75 * 32154.12}{2} = 12057.80 \frac{kg}{m}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} > V_u$$

$$12057.80 \frac{kg}{m} > 5261.34 \frac{kg}{m} \quad \mathbf{Ok!!!}$$

5.2 Diseño del sector 2

Peso de la Placa

$$P_p = a' * t * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 660 kg$$

Peso de Relleno sobre la Placa

Conservadoramente se desprecia este valor en el diseño

Peso ultimo total

$$P_u = 0.95 * P_p = 627kg$$

Cortante ultimo

$$V_u = x_1 * a' + \frac{(Q_{max} - x_1) * a'}{2} - P_u = 5725.81kg$$

Momento último

$$M_u = x_1 * a' * \frac{a'}{2} + \frac{(Q_{max} - x_1) * a'}{2} * \frac{2a'}{3} - P_u * \frac{a'}{2} = 1645.93kg \frac{m}{m}$$

Acero Aproximado

$$d = t - 7.5 cm - \frac{\phi}{2} = 41.9 cm$$

7.5 cm = recubrimiento mínimo según ACI 318S-08 Sección 7.7.1.a

Suponemos varilla #4 db=1.27 cm

$$A_{s\text{aprox}} = \frac{Mu * 100}{0.9 * F_y * 0.9 * d} = 1.16 \frac{cm^2}{m}$$

Acero mínimo según ACI 7.12.2.1 para Acero Grado 60

$$A_{s\text{min}} = 0.0018 * 100 * t = 9 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{9 cm^2}{2} = 4.5 \frac{cm^2}{m}$$

Rige Acero requerido mínimo $4.5 \frac{cm^2}{m} > 1.16 \frac{cm^2}{m}$

Usar 1 # 4 @ 25 cm

$$\frac{100cm * 1.29cm^2}{25cm} = 5.16 \frac{cm^2}{m}$$

$$5.16 \frac{cm^2}{m} > 4.5 \frac{cm^2}{m}$$

Ok!!

$$Tu = 5.16 \frac{cm^2}{m} * F_y = 21672 kg$$

Espesor Área en Compresión

Resistencia a la compresión del concreto de la Placa $F_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$

$$a = \frac{Tu}{0.85 * F_c * 100cm} = 1.21cm$$

Momento Nominal con Factor de Reducción

$$\phi Mn = \phi * Tu * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 8047.28kg \frac{m}{m}$$

$$\phi Mn > Mu$$

$$8047.28kg \frac{m}{m} > 1645.93kg \frac{m}{m} \quad \mathbf{Ok!!!!}$$

En el caso del cortante último aunque es un poco mayor en la sección 2 que en la 1, aun el valor del cortante nominal con factor de reducción sigue siendo mayor.

Resumen de Resultados General

Acero vertical: 1 # 6 @ 40 cm del lado de la tierra

Acero Horizontal: 2 # 4 @ 2 hiladas centrada

Acero placa superior: 1 # 4 @ 25 cm en ambas direcciones

Acero placa inferior: 1 # 4 @ 25 cm en ambas direcciones

Apéndice C: Memoria de cálculo muro de retención de mampostería 4 metros

1. Estimación de Dimensiones:

Altura del muro	$H = 4.4 \text{ m}$
Base de la Placa	$L = \frac{3H}{4} = 3.30 \text{ m} \rightarrow L = 3.50 \text{ m}$
Talón	$a' = \frac{L}{5} = 0.70 \text{ m} \rightarrow a' = 0.70 \text{ m}$
Espesor de la Placa	$t = \frac{H}{7} = 0.629 \text{ m} \rightarrow t = 0.65 \text{ m}$
Desplante*	$D = t + 20 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$

2. Cálculo de cargas para el muro (H=4.4 m)

2.1 Presión de Tierra

Presión de Tierra

$$Pe = \frac{K_a * \gamma_s * H^2}{2} = 6639.52 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Brazo de Palanca

$$Be = \frac{H}{3} = 1.467 \text{ m}$$

Momento de Empuje

$$Me = Pe * Be = 9737.96 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

2.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coeficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f^* \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * \left(\frac{3}{4} K_h\right) = 2453.88 \frac{kg}{m}$$

Brazo de Palanca

$$B_s = 0.6H = 2.64 m$$

Momento Sísmico

$$M_s = P_s * B_s = 6478.24 kg \frac{m}{m}$$

2.3 Combinaciones de carga para el empuje lateral Sección 6.2 del CSCR 2010Para la Ecuación 6.2

$$Pu_1 = 1.6 * Pe = 10623.233 \frac{kg}{m}$$

$$Mu_1 = 1.6 * Me = 15580.742 kg \frac{m}{m}$$

$$Vu_1 = 1.6 * Ve = 10623.233 \frac{kg}{m} \quad \text{RIGE!!!}$$

Para la Ecuación 6.3 y 6.4

$$Pu_2 = Pe + Ps = 9093.401 \frac{kg}{m}$$

$$Mu_2 = Me + Ms = 16216.21 kg \frac{m}{m} \quad \text{RIGE!!!}$$

$$Vu_2 = Ve + Vs = 9093.401 \frac{kg}{m}$$

3. Diseño Estructural del Muro

3.1 Diseño a Flexión del Muro

Espesor del Bloque Tipo A Norma Inteco 06-02-13-07

$$eb = 40 \text{ cm}$$

Grueso de la pared del bloque tipo A Norma Inteco 06-02-13-07

$$gp = 3.2 \text{ cm}$$

Recubrimiento mínimo Sección 9.3.5.c CSCR 2010

$$rm = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = eb - gp - rm = 34.3 \text{ cm}$$

Área de Acero Aproximada

$$A_{saprox} = \frac{Mu_2 * 100}{\phi * 0.9 * d * F_y} = 15.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Diámetro máximo de varilla Sección 9.3.3.c CSCR 2010

$$\phi_{max} = \frac{20 \text{ cm}}{8} = 2.5 \text{ cm} \quad \text{Varilla \# 8}$$

Acero Mínimo Sección 9.3.3.C CSCR2010

Acero total

$$A_{smint} = 0.002 * 100 * eb = 8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Acero horizontal

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * eb = 6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Acero vertical

$$1 \# 7 @ 20 \text{ cm} \quad \frac{100\text{cm} \cdot 3.87\text{cm}^2}{20\text{cm}} = 19.35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad 19.35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 15.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Ok!!}$$

$$T_u = 19.35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * F_y = 81270 \text{ kg}$$

Espesor Área en Compresión

$$a = \frac{T_u}{0.85 * F'_m * 100\text{cm}} = 9.6\text{cm}$$

Todas las celdas van rellenas.

Momento Nominal con Factor de Reducción

$$\phi M_n = \phi * T_u * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 19192.34 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\phi M_n > M_{u_2}$$

$$19192.34 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} > 16216.21 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Ok!!!!}$$

Acero horizontal

$$2 \# 4 @ 40 \text{ cm} \quad \frac{100\text{cm} \cdot 2 \cdot 1.29\text{cm}^2}{40\text{cm}} = 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_h > A_{smin} \rightarrow 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Ok!!!}$$

$$A_t = 6.45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} + 8.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 14.95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_t > A_{smin} \text{ OK!!!!}$$

3.2 Diseño a Cortante del Muro

Cortante último que rige

$$V_u = V_{u_1} = 10623.233 \frac{kg}{m}$$

Factor de reducción de resistencia nominal para Cortante para Mampostería Clase A Tabla

9.1 CSCR 2010

$$\phi_v = 0.60$$

Área que soporta cortante

$$A_{mv} = 100 * eb = 4000cm^2$$

Ecuación 9-45 CSCR2010

$$V_n = 0.53 * A_{mv} * \sqrt{F'_m} = 21200 \frac{kg}{m}$$

Cortante Nominal con factor de Reducción

$$\phi V_n = 12720 \frac{kg}{m}$$

$$\phi V_n > V_{u_1}$$

$$12720 \frac{kg}{m} > 10623.233 \frac{kg}{m} \quad \mathbf{Ok!!!}$$

Resumen de Resultados

Acero vertical: 1 # 7 @ 20 cm del lado de la tierra

Acero Horizontal: 2 # 4 @ 2 hiladas centrada

4. Calculo de Fuerzas estabilizadoras, de volteo y Factores de Seguridad

4.1 Fuerzas de volteo

Altura del muro hasta la base de la placa de cimentación

$$h = H + t = 5.05 \text{ m}$$

4.1.1 Presión de Tierra

$$Pe = \frac{K_a * \gamma_s * h^2}{2} = 8746.09 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Brazo de Palanca

$$Be = \frac{h}{3} = 1.68 \text{ m}$$

Momento de Empuje

$$Me = Pe * Be = 14722.59 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

4.1.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coefficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f * \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$Ps = \frac{1}{2} * \gamma_s * h^2 * \left(\frac{3}{4} K_h \right) = 3232.44 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Brazo de Palanca

$$B_s = 0.6h = 3.03 \text{ m}$$

Momento Sísmico

$$M_s = P_s * B_s = 9794.3 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

4.2 Fuerzas Estabilizadoras (Ver figura 28)

Elemento	Descripción	Vol(m3)	γ (kg/m3)	W(kg)	Brazo (m)	M (kg*m)
1	Relleno	10.604	1690	17920.76	2.295	41128.1442
2	Muro	1.716	2250	3861	0.895	3455.595
3	Placa	2.275	2400	5460	1.75	9555
				27241.76		54138.7392

$$\sum V = 27241.76 \text{ kg}$$

$$\sum Mr = 54138.739 \text{ kg} * \text{m}$$

Fuerzas Resistentes de deslizamiento

ΣFr = suma de las fuerzas horizontales resistentes

ΣFr = Resistencia por fricción y adherencia + Presión Pasiva

Resistencia cortante del suelo

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta + L * c_a$$

Ángulo δ ángulo de fricción entre el suelo de la fundación y la base de la estructura

$$\delta = 1 * \phi = 25^\circ$$

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta = 12703.041 \text{ kg}$$

Presi3n Pasiva

$$\text{Desplante } D = 1.05 \text{ m}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 2.46$$

$$P_p = \frac{K_p * \gamma_s * D^2}{2} = 2295.41 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Luego utilizando el factor de reducci3n de la Presi3n pasiva propuesto en la secci3n 6.3.2 del CCCR tenemos

$$P_p = \frac{2295.41 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{2} = 1147.706 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

4.3 Factores de Reducci3n

4.3.1 Volcamiento solo empuje de tierras(Ecuaci3n 6.2)

$$\phi = \frac{1.6 \sum M_o}{1.2 * \sum M_r} = \frac{1.6 * 14722.59 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}}{1.2 * 54138.739 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}} = 0.36$$

$$\phi = 0.36 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.3.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuaci3n 6.4)

$$\phi = \frac{\sum M_o}{0.95 \sum M_r} = \frac{M_e + M_s}{0.95 \sum M_r} = \frac{14722.59 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} + 9794.3 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}}{0.95 * 54138.739 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}} = 0.48$$

$$\phi = 0.48 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.3.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * Pe}{\sum F_r} = \frac{1.6 * 8746.09kg}{1.2 * 12703.041 \text{ kg} + 1.6 * 1147.706 \text{ kg}} = 0.82$$

$$\varphi = 0.82 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.3.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{Pe}{\sum F_r} = \frac{Pe + Ps}{\sum F_r} = \frac{8746.09kg + 3232.44kg}{0.95 * 12703.041 \text{ kg} + 1147.706kg} = 0.91$$

$$\varphi = 91 > 0.90 \quad \mathbf{No cumple! Se procede a aumentar la longitud de la placa.}$$

Nuevas dimensiones:

Altura del muro $H = 4.40 \text{ m}$

Base de la Placa $L = 3.60 \text{ m}$

Talón $a = 0.75 \text{ m}$

Espesor de la Placa $t = \frac{H}{7} = 0.629 \text{ m} \rightarrow t = 0.65 \text{ m}$

Desplante $D = t + 20 \text{ cm} + 20\text{cm} = 1.05 \text{ m}$

4.4 Nuevas Fuerzas Estabilizadoras (Ver figura 28)

Elemento	Descripción	Vol(m3)	γ (kg/m3)	W(kg)	Brazo (m)	M (kg*m)
1	Relleno	10.824	1690	18292.56	2.37	43353.3672
2	Muro	1.716	2250	3861	0.945	3648.645
3	Placa	2.34	2400	5616	1.8	10108.8
				27769.56		57110.8122

$$\sum V = 27769.56 \text{ kg}$$

$$\sum Mr = 57110.81 \text{ kg} * \text{m}$$

Nueva Fuerza Resistentes de deslizamiento

$$S_{\text{máx}} = \sum V * \tan \delta = 12949.16 \text{ kg}$$

La presión pasiva no varía.

4.5 Nuevos Factores de reducción

4.5.1 Volcamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 \sum Mo}{1.2 \sum Mr} = \frac{1.6 * 14722.59 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}}{1.2 * 57110.81 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}} = 0.34$$

$$\varphi = 0.34 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{\sum Mo}{\sum Mr} = \frac{Me + Ms}{0.95 \sum Mr} = \frac{14722.59 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} + 9794.3 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}}{0.95 * 57110.81 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}} = 0.45$$

$$\varphi = 0.45 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * Pe}{\sum Fr} = \frac{1.6 * 8746.09 \text{ kg}}{1.2 * 12949.16 \text{ kg} + 1.6 * 1147.706 \text{ kg}} = 0.81$$

$$\varphi = 0.81 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras (Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{Pe}{\sum F_r} = \frac{Pe + Ps}{\sum F_r} = \frac{8746.09kg + 3232.44kg}{0.95 * 12949.16kg + 1147.706kg} = 0.89$$

$$\varphi = 0.89 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

4.5.5 Capacidad de soporte

Momento Neto

$$M_{neto} = \sum M_r - \sum M_o = 32593.92kg * m$$

Distancia desde O hasta el punto de aplicación de la Resultante

$$dor = \frac{M_{neto}}{\sum V} = \frac{32593.92 kg * m}{27769.56 kg} = 1.17m$$

Excentricidad

$$E = \frac{L}{2} - dor = 0.63m$$

$$\frac{L}{6} = 0.60m \quad \rightarrow \quad E > \frac{L}{6} \text{ Por lo tanto } Q_{min} \text{ será negativa}$$

Presión Máxima y Presión Mínima

Porcentaje de contacto (Para cumplir con Sección 13.4 del CSCR 2010 % contacto > 50%)

$$Ll = 3 * \left(\frac{L}{2} - E \right) = 3.51 m$$

$$Ll \frac{100}{L} = 97.5 \% \quad 97.5\% > 50\% \quad \mathbf{Ok!!!}$$

$$Q_{max} = \frac{2 * \sum V}{Ll * B} = 15823.11 \frac{kg}{m^2}$$

$$Q_{min} = 0$$

Selección de Factor de Reducción de la resistencia del suelo ϕ Tabla 13.1 Sección 13.3 CSCR 2010

$$\frac{Q_{min}}{Q_{max}} = 0.0$$

$$0.0 < 0.25$$

Por lo tanto $\phi = 0.85$

Esfuerzo permisible del suelo

$$\sigma_{per} = 20000 \frac{kg}{m^2}$$

Capacidad última de carga

$$q_u = \phi * \sigma_{per} * 3 = 51000 \frac{kg}{m^2}$$

$$51000 \frac{kg}{m^2} \geq 15823.11 \frac{kg}{m^2} \quad \mathbf{Ok!!!}$$

5. Diseño de la Placa

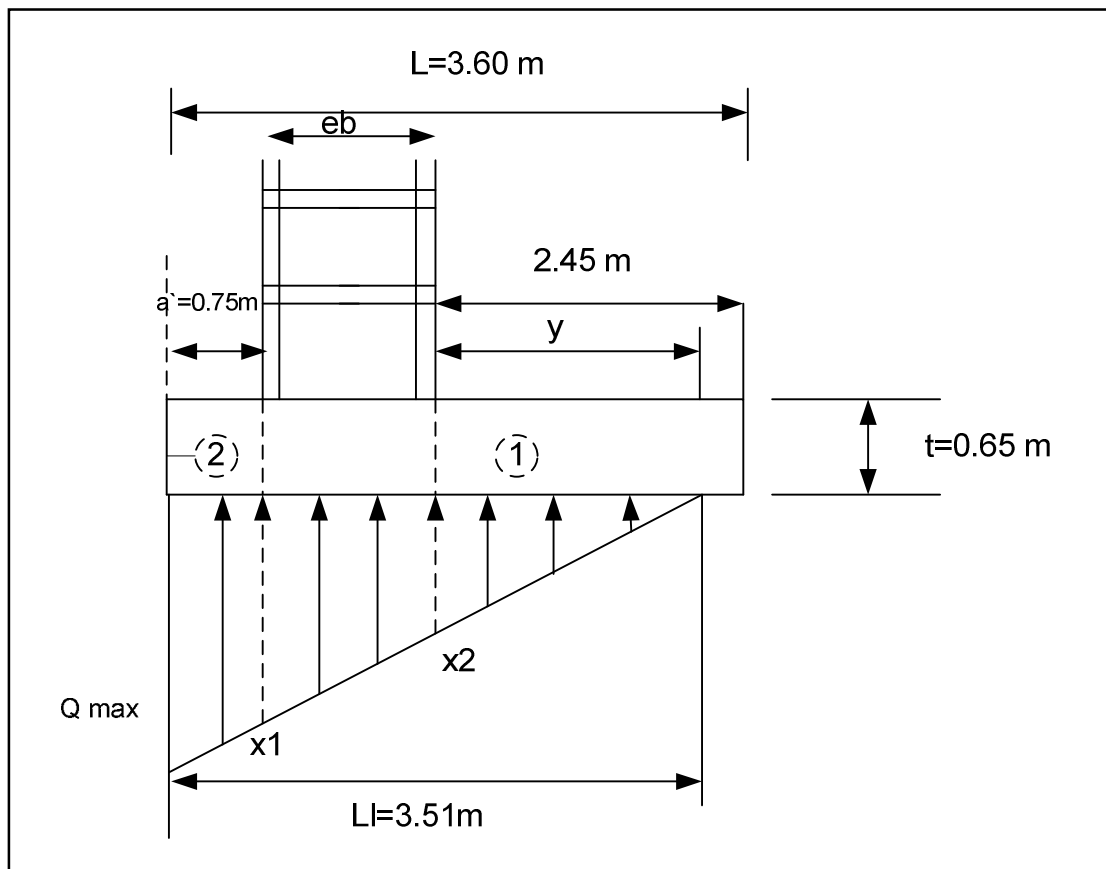


Figura 31 Placa de cimentación de muro de retención de mampostería reforzada de 4m

Valores de $x1$ y $x2$

$$x1 = \frac{Q_{max}}{Ll} * (Ll - a') = 12667.51 \frac{kg}{m}$$

$$x2 = \frac{Q_{max}}{Ll} * (Ll - a' - eb) = 10864.30 \frac{kg}{m}$$

5.1 Diseño del sector 1

Peso de la Placa

$$Pp = (L - a' - eb) * t * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 3822kg$$

Peso de Relleno sobre la Placa

$$Pr = 18292.56kg$$

Peso ultimo total

$$Pu = 0.95 * (Pp + Pr) = 21008.83kg$$

Cortante ultimo

$$y = Ll - a' - eb = 2.36m$$

$$Vu = Pu - \left(\frac{x^2 * y}{2}\right) = 8454.929kg$$

Momento último

$$Mu = \left[Pu * \left(\frac{L - a' - eb}{2}\right) \right] - \left[\left(\frac{x^2 * y}{2}\right) * \frac{y}{3} \right] = 15860.082kg \frac{m}{m}$$

Acero Aproximado

$$d = t - 7.5 \text{ cm} - \frac{\emptyset}{2} = 56.7 \text{ cm}$$

7.5 cm = recubrimiento mínimo según ACI 318S-08 Sección 7.7.1.a

Suponemos varilla #5 db= 1.59 cm

$$A_{saprox} = \frac{Mu * 100}{0.9 * F_y * 0.9 * d} = 8.2 \frac{cm^2}{m}$$

Acero mínimo según ACI 7.12.2.1 para Acero Grado 60

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * t = 11.7 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{11.7 cm^2}{2} = 5.85 \frac{cm^2}{m}$$

Rige Acero requerido arriba $8.20 \frac{cm^2}{m} > 5.85 \frac{cm^2}{m}$

Separación máxima según ACI 10.5.4

$$S_{max1} = 3 * t = 105cm$$

$$S_{max2} = 45cm$$

Rige 45 cm

Usar 1 # 5 @ 25 cm $\frac{100cm * 2.00cm^2}{25cm} = 8 \frac{cm^2}{m}$ $8.0 \frac{cm^2}{m} \cong 8.2 \frac{cm^2}{m}$ **Ok!!**

$$T_u = 8.0 \frac{cm^2}{m} * F_y = 33600kg$$

Espesor Área en Compresión

Resistencia a la compresión del concreto de la Placa $F_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$

$$a = \frac{T_u}{0.85 * F_c * 100cm} = 1.18cm$$

Momento Nominal con Factor de Reducción

$$\phi M_n = \phi * T_u * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 16862.98 kg \frac{m}{m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$16862.98 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} > 15860.082 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \mathbf{Ok!!!!}$$

Cortante Ecuación 9-45 sección 9.8.4 CSCR 2010

Área que soporta cortante

$$A_{mv} = 100 * d = 5670 \text{ cm}^2$$

Ecuación 9-45 CSCR2010

$$V_c = 0.53 * A_{mv} * \sqrt{F'_c} = 43551.87 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cortante Nominal con factor de Reducción

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 * 43551.87}{2} = 16331.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} > V_u$$

$$16331.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}} > 8454.929 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \mathbf{Ok!!!}$$

5.2 Diseño del sector 2

Peso de la Placa

$$P_p = a' * t * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1170 \text{ kg}$$

Peso de Relleno sobre la Placa

Conservadoramente se desprecia este valor en el diseño

Peso ultimo total

$$P_u = 0.95 * P_p = 1111.5 \text{ kg}$$

Cortante ultimo

$$V_u = x_1 * a' + \frac{(Q_{max} - x_1) * a'}{2} - P_u = 9487.956 \text{ kg}$$

Momento último

$$M_u = x_1 * a' * \frac{a'}{2} + \frac{(Q_{max} - x_1) * a'}{2} * \frac{2a'}{3} - P_u * \frac{a'}{2} = 3716.468 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Acero Aproximado

$$d = t - 7.5 \text{ cm} - \frac{\emptyset}{2} = 56.7 \text{ cm}$$

7.5 cm = recubrimiento mínimo según ACI 318S-08 Sección 7.7.1.a

Suponemos varilla #5 db=1.59 cm

$$A_{s_{aprox}} = \frac{M_u * 100}{0.9 * F_y * 0.9 * d} = 1.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Acero mínimo según ACI 7.12.2.1 para Acero Grado 60

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 100 * t = 11.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{11.7 \text{ cm}^2}{2} = 5.85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Rige Acero mínimo $5.85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 1.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Separación máxima según ACI 10.5.4

$$S_{\text{max}1} = 3 * t = 105 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}2} = 45 \text{ cm}$$

Rige 45 cm

Usar 1 # 5 @ 35 cm $\frac{100 \text{ cm} * 2.00 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} = 5.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ $5.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > \cong 5.85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ **Ok!!**

$$T_u = 5.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * F_y = 23982 \text{ kg}$$

Espesor Área en Compresión

Resistencia a la compresión del concreto de la Placa $F_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$a = \frac{T_u}{0.85 * F_c * 100 \text{ cm}} = 1.34 \text{ cm}$$

Momento Nominal con Factor de Reducción

$$\phi M_n = \phi * T_u * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 12094.1 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$112094.1 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}} > 3716.468 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$
 Ok!!!!

En el caso del cortante último aunque es un poco mayor en la sección 2 que en la 1, aun el valor del cortante nominal con factor de reducción sigue siendo mayor.

Resumen de Resultados General

<u>Acero vertical:</u>	1 # 7 @ 20 cm del lado de la tierra
<u>Acero Horizontal:</u>	2 # 4 @ 2 hiladas centrada
<u>Acero placa superior:</u>	1 # 5 @ 25 cm en ambas direcciones
<u>Acero placa inferior:</u>	1 # 5 @ 35 cm en ambas direcciones

Apéndice D: Memoria de cálculo muro de retención de suelo reforzado 2 metros

1. Estimación de Dimensiones:

La dimensión inicial que se tiene es la altura libre del muro:

Altura del muro $h = 2.00 \text{ m}$

Hileras de bloques enterrados $D = 0.40 \text{ m}$

Altura total $h = 2.40 \text{ m}$

2. Estabilidad Interna

Presión de Tierra

$$P_e = \frac{K_a * \gamma_s * H^2}{2}$$

Tabla empujes de tierra

Profundidad	Empuje $\sigma' a$ (T/m)
2.4	1.646
2	1.372
1.6	1.097
1.2	0.823
0.8	0.549
0.4	0.274
0	0

2.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coefficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f^* \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * \left(\frac{3}{4} K_h \right)$$

Tabla empujes sísmicos

Profundidad	Empuje σ'_a (T/m)
2.4	0.122
2	0.183
1.6	0.243
1.2	0.304
0.8	0.365
0.4	0.426
0	0.487

2.3 Cálculo de Separación vertical de las capas Sv

$$\sigma_G = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{\frac{50 \text{ KN/m}}{9.81 \text{ N}}}{2.3 * 1.1 * 1.2} = 1.68 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Tabla separaciones verticales en las diferentes capas

Profundidad	Separación Sv (m)
2.4	0.633
2	0.72
1.6	0.835
1.2	0.993
0.8	1.225
0.4	1.598
0	2.299

Se supone una separación de 0.60 m a lo largo de toda la altura del muro.

2.4 Cálculo de longitud total de desarrollo de geomalla

Tabla longitudes totales

Profundidad (z)	Separación Sv (m)	Lr	Le	Le min	Lt
2.40	0.60	0.000	0.504	1.000	1.000
1.80	0.60	0.382	0.551	1.000	1.382
1.20	0.60	0.764	0.643	1.000	1.764
0.60	0.60	1.147	0.921	1.000	2.147

Se propone utilizar la longitud de 2.20m en toda la altura del muro

3. Estabilidad Externa

3.1 Fuerzas de volteo

3.1.1 Presión de Tierra

$$Pe = \frac{K_a * \gamma_s * h^2}{2} = 1.98 \frac{T}{m}$$

Brazo de Palanca

$$Be = \frac{h}{3} = 0.80 \text{ m}$$

Momento de Empuje

$$M_e = P_e * B_e = 1.58 T \frac{m}{m}$$

3.1.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010Coefficiente dinámico horizontal ($K_h=ae^f*\lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

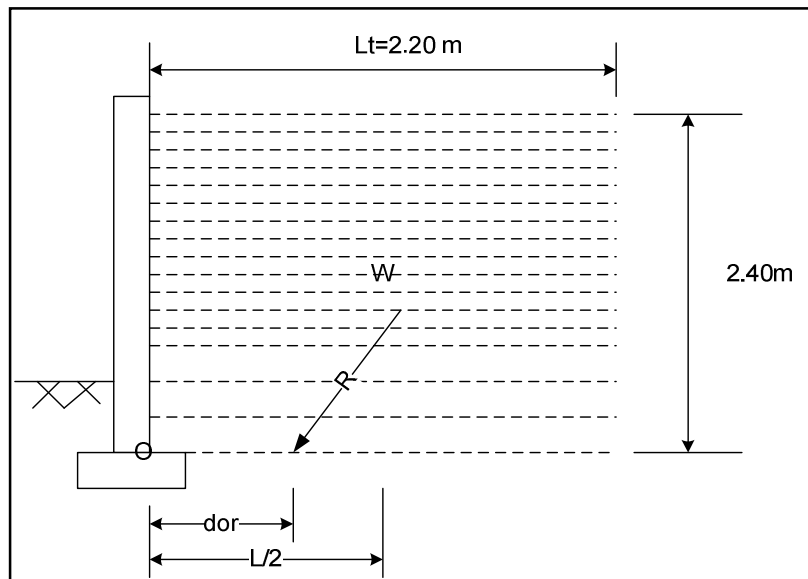
$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * h^2 * \left(\frac{3}{4} K_h\right) = 0.73 \frac{T}{m}$$

Brazo de Palanca

$$B_s = 0.6h = 1.44 \text{ m}$$

Momento Sísmico

$$M_s = P_s * B_s = 1.05 T \frac{m}{m}$$

3.2 Fuerzas estabilizadoras**Figura 32** Fuerzas estabilizadoras muro con suelo reforzado 2m

$$\sum V = 2.20m * 1.69 \frac{T}{m^3} * 2.40m = 8.92 T$$

$$\sum Mr = 8.92T * \frac{2.2m}{2} = 9.81T * m$$

Resistencia cortante del suelo

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta$$

Ángulo δ ángulo de fricción entre el suelo y el geotextil

$$\delta = .85 * \phi = 21.25^\circ$$

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta = 3.47 T$$

3.3 Factores de Reducción

3.3.1 Volcamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\phi = \frac{1.6 \sum Mo}{1.2 \sum Mr} = \frac{1.6 * 1.58 T \frac{m}{m}}{1.2 * 9.81 T \frac{m}{m}} = 0.22$$

$$\phi = 0.22 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.3.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuación 6.4)

$$\phi = \frac{\sum Mo}{\sum Mr} = \frac{Me + Ms}{0.95 \sum Mr} = \frac{1.58 T \frac{m}{m} + 1.05 T \frac{m}{m}}{0.95 * 9.81 T \frac{m}{m}} = 0.28$$

$$\phi = 0.28 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.3.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * Pe}{1.2 \sum F_r} = \frac{1.6 * 1.98T}{1.2 * 3.47 T} = 0.76$$

$$\varphi = 0.76 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.3.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{Pe}{\sum F_r} = \frac{Pe + Ps}{0.95 \sum F_r} = \frac{1.98T + 0.73T}{0.95 * 3.47 T} = 0.82$$

$$\varphi = 0.82 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.3.5 Capacidad de soporte

Momento Neto

$$M_{neto} = \sum M_r - \sum M_o = 7.18 T * m$$

Distancia desde O hasta el punto de aplicación de la Resultante

$$dor = \frac{M_{neto}}{\sum V} = \frac{7.18 T * m}{8.92 T} = 0.80m$$

Excentricidad

$$E = \frac{L}{2} - dor = 0.29m$$

$$\frac{L}{6} = 0.36m$$

$$\rightarrow E < \frac{L}{6}$$

Presión Máxima y Presión Mínima

$$Q_{max} = \frac{\Sigma V}{L * 1m} * \left(1 + \frac{6 * E}{L}\right) = 7.32 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_{min} = \frac{\Sigma V}{L * 1m} * \left(1 - \frac{6 * E}{L}\right) = 0.79 \frac{T}{m^2}$$

Selección de Factor de Reducción de la resistencia del suelo ϕ Tabla 13.1 Sección 13.3 CSCR 2010

$$\frac{Q_{min}}{Q_{max}} = 0.10$$

$$0.10 < 0.25$$

Por lo tanto $\phi = 0.85$

Esfuerzo permisible del suelo

$$\sigma_{per} = 20000 \frac{kg}{m^2}$$

Capacidad última de carga

$$q_u = \phi * \sigma_{per} * 3 = 51000 \frac{kg}{m^2}$$

$$51000 \frac{kg}{m^2} \geq 7320 \frac{kg}{m^2} \text{ **Ok!!!**}$$

4. Diseño de la Placa del muro

Se propone un espesor de placa de 30cm.

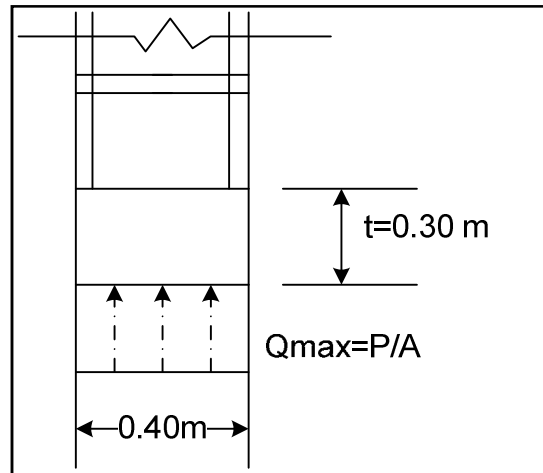


Figura 33 Esquema placa de cimentación muro de mampostería con suelo reforzado

Peso ultimo total

$$P_u = 1.4(P_p + P_m) = 1.4(0.30m * 0.40m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} + 0.40m * 1m * 2.40m * 2250 \frac{kg}{m^3})$$

$$P_u = 3427.2kg = V_u$$

Acero mínimo según ACI 7.12.2.1 para Acero Grado 60

Longitudinal

$$A_{smin} = 0.0018 * 40 * t = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2.16 \text{ cm}^2}{2} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Transversal

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * t = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{5.4 \text{ cm}^2}{2} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Separación máxima según ACI 10.5.4

$$S_{max1} = 3 * t = 90 \text{ cm}$$

$$S_{max2} = 45 \text{ cm}$$

Rige 45 cm

Longitudinal

$$\text{Usar 1 \# 3 @ 20 cm} \quad \frac{40 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}} = 1.42 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad 1.13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 1.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Ok!!}$$

Transversal

$$\text{Usar 1 \# 3 @ 20 cm} \quad \frac{100 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}} = 3.55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad 2.84 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 2.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Ok!!}$$

Detalle Placa

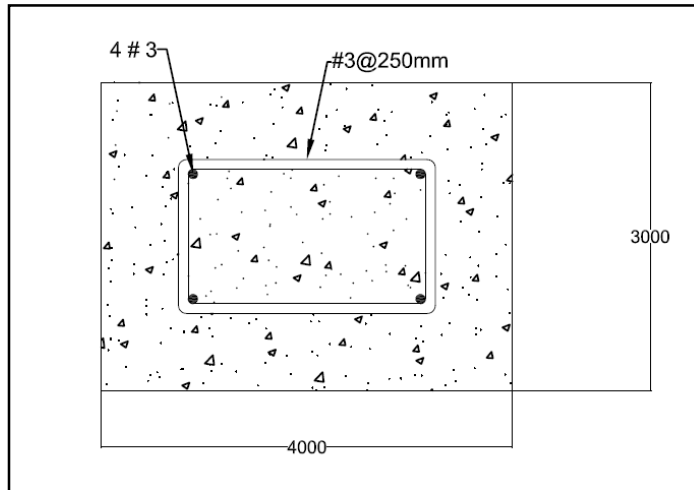


Figura 34 Detalle de la placa de muros de retención con suelo reforzado 2m

Cortante Ecuación 9-45 sección 9.8.4 CSCR 2010

$$d = t - 7.5 \text{ cm} - \frac{\emptyset}{2} = 22.03 \text{ cm}$$

7.5 cm = recubrimiento mínimo según ACI 318S-08 Sección 7.7.1.a

varilla #3 db=0.95 cm

Área que soporta cortante

$$A_{mv} = 100 * d = 2202.5 \text{ cm}^2$$

Ecuación 9-45 CSCR2010

$$V_c = 0.53 * A_{mv} * \sqrt{F'_c} = 16916.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cortante Nominal con factor de Reducción

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 * 16916.14}{2} = 6343.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} > V_u$$

$$6343.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}} > 3427.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{Ok!!!}$$

Capacidad de soporte

$$Q_{max} = Q_{min} = \frac{P}{A} = \frac{3427.2 \text{ kg}}{0.40 \text{ m} * 1 \text{ m}} = 8567.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Selección de Factor de Reducción de la resistencia del suelo ϕ Tabla 13.1 Sección 13.3 CSCR 2010

$$\frac{Q_{min}}{Q_{max}} = 0.0$$

$$0.0 < 0.25$$

Por lo tanto $\phi = 0.85$

Esfuerzo permisible del suelo

$$\sigma_{per} = 20000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Capacidad última de carga

$$q_u = \varphi * \sigma_{per} * 3 = 51000 \frac{kg}{m^2}$$

$$51000 \frac{kg}{m^2} \geq 8567.5 \frac{kg}{m^2} \text{ Ok!!!}$$

5. Conectores

En la siguiente tabla se presentan las tensiones en cada capa de geomalla en T/m, la tensión en las capas de geomalla.

Profundidad (z)	Tmax (T/m)	T max a lo largo de los 2 metros de geomalla (T)	T en cada conector (T)
2.4	1.061	2.12	1.27
1.8	0.869	1.74	1.04
1.2	0.676	1.35	0.81
0.6	0.484	0.97	0.58

Luego la Tmax a la que estará sometido un conector es de 1.27 T, se propone un diagrama de cuerpo libre de un conector de 20 cm como se muestra a continuación.

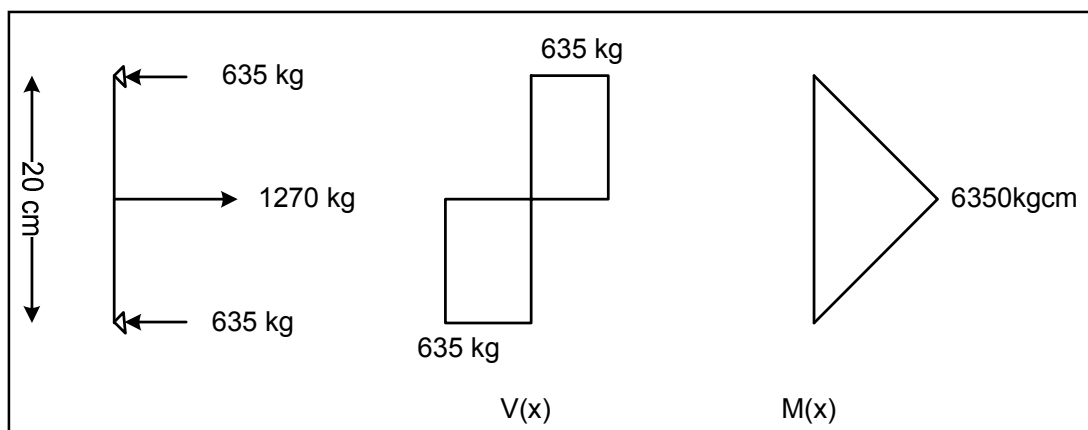


Figura 35 Diagrama de cuerpo libre conector muro 2m

Por lo tanto Mu es igual a 6350 kgcm y Vu 635 kg.

$$\phi Mn = \phi SF_y$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{\frac{\pi d^4}{4}}{\frac{d}{2}} = \frac{\pi d^3}{2}$$

Tenemos

$$\phi Mn = \phi SF_y = \phi \frac{\pi d^3}{2} F_y$$

$$\phi = 0.90$$

$$Mu = 0.90 Mn$$

$$Mu = \phi \frac{\pi d^3}{2} F_y \rightarrow d = \sqrt[3]{\frac{2Mu}{\phi \pi F_y}}$$

$$d = 1.02 \text{ cm}$$

Luego para cortante

$$\phi Vn = \phi F_y \frac{Ag}{2}$$

$$\phi Vn = \phi F_y \frac{Ag}{2} = \phi F_y \frac{\frac{\pi d^2}{4}}{2} = \phi F_y \frac{\pi d^2}{8}$$

$$\phi = 0.60$$

$$Vu = 0.60 Vn$$

$$Vu = \phi F_y \frac{\pi d^2}{8} \rightarrow d = \sqrt[2]{\frac{8Vu}{\phi F_y \pi}}$$

$$d = 0.80cm$$

Por lo tanto ocupamos un diámetro de varilla de 1.02 cm. Para tomar en cuenta la corrosión que puede sufrir el acero y utilizando una tasa de corrosión de 0.020mm/año calculamos nuestro diámetro de conector para una vida útil de 50 años.

$$d_f = d + cr * años = 1.02cm + \frac{0.020mm}{año} * 50años = 2.02cm$$

Utilizaremos varilla #7 de 2.22cm de diámetro para los conectores.

Apéndice E: Memoria de cálculo muro de retención de suelo reforzado 3 metros

1. Estimación de Dimensiones:

La dimensión inicial que se tiene es la altura libre del muro:

Altura del muro $h = 3.00 \text{ m}$

Hileras de bloques enterrados $D = 0.40 \text{ m}$

Altura total $h = 3.40 \text{ m}$

2. Estabilidad Interna

2.1 Presión de Tierra

Presión de Tierra

$$Pe = \frac{K_a * \gamma_s * H^2}{2}$$

Tabla empujes de tierra

Profundidad	Empuje σ'_a (T/m)
3.4	2.332
3	2.058
2.6	1.783
2.2	1.509
1.8	1.235
1.4	0.96
1	0.686
0.6	0.412
0.2	0.137

2.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coefficiente dinámico horizontal ($K_h=ae^f*\lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * \left(\frac{3}{4} K_h\right)$$

Tabla empujes sísmicos

Profundidad	Empuje σ'_a (T/m)
3.4	0.172
3	0.233
2.6	0.294
2.2	0.355
1.8	0.416
1.4	0.477
1	0.537
0.6	0.598
0.2	0.659
0	0.69

2.3 Cálculo de Separación vertical de las capas Sv

$$\sigma_G = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{\frac{50 \text{ KN/m}}{9.81 \text{ N}}}{2.3 * 1.1 * 1.2} = 1.68 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Tabla separaciones verticales en las diferentes capas

Profundidad	Separación Sv (m)
3.4	0.447
3	0.489
2.6	0.539
2.2	0.6
1.8	0.678
1.4	0.779
1	0.915
0.6	1.108
0.2	1.406
0	1.623

Se supone una separación de 0.40 m a lo largo de toda la altura del muro

2.4 Cálculo de longitud total de desarrollo de geomalla

Tabla longitudes totales

Profundidad (z)	Tmax (T/m)	T max a lo largo de los 2 metros de geomalla (T)	T en cada conector
3.4	1.002	2.00	1.20
3	0.916	1.83	1.10
2.6	0.831	1.66	1.00
2.2	0.746	1.49	0.89
1.8	0.660	1.32	0.79
1.4	0.575	1.15	0.69
1	0.489	0.98	0.59
0.6	0.404	0.81	0.48
0.2	0.319	0.64	0.38

Se propone utilizar dos longitudes de geomalla: desde la profundidad de 3.40m a 1.40 m la longitud seria de 2.5m y de 1.00m a 0.0m de 3.9m, como se detalla en la siguiente figura.

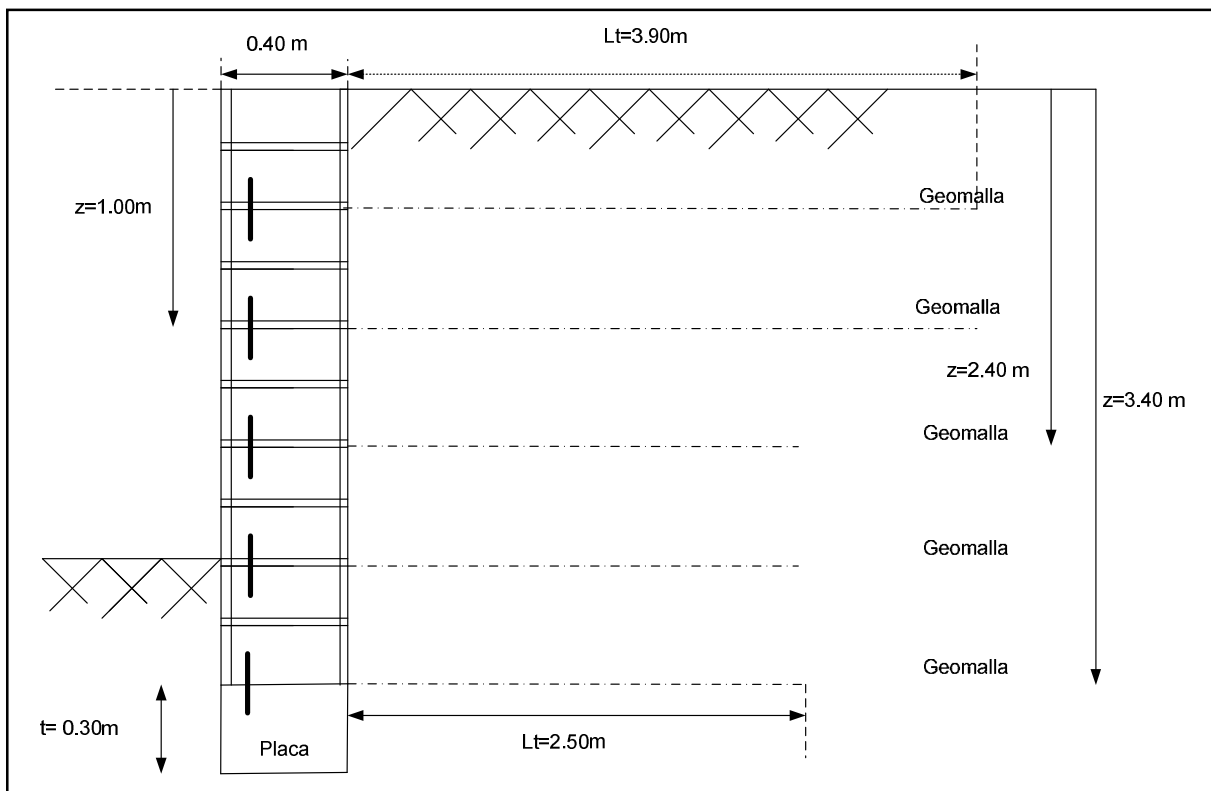


Figura 36 Configuración inicial geomalla muro de 3 m

3. Estabilidad Externa

3.1 *Fuerzas de volteo*

3.1.1 Presión de Tierra

$$Pe = \frac{K_a * \gamma_s * h^2}{2} = 3.97 \frac{T}{m}$$

Brazo de Palanca

$$Be = \frac{h}{3} = 1.13 \text{ m}$$

Momento de Empuje

$$Me = Pe * Be = 4.49 T \frac{m}{m}$$

3.1.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coeficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * h^2 * \left(\frac{3}{4} K_h\right) = 1.47 \frac{T}{m}$$

Brazo de Palanca

$$B_s = 0.6h = 2.04 \text{ m}$$

Momento Sísmico

$$M_s = P_s * B_s = 2.99 T \frac{m}{m}$$

3.2 Fuerzas estabilizadoras

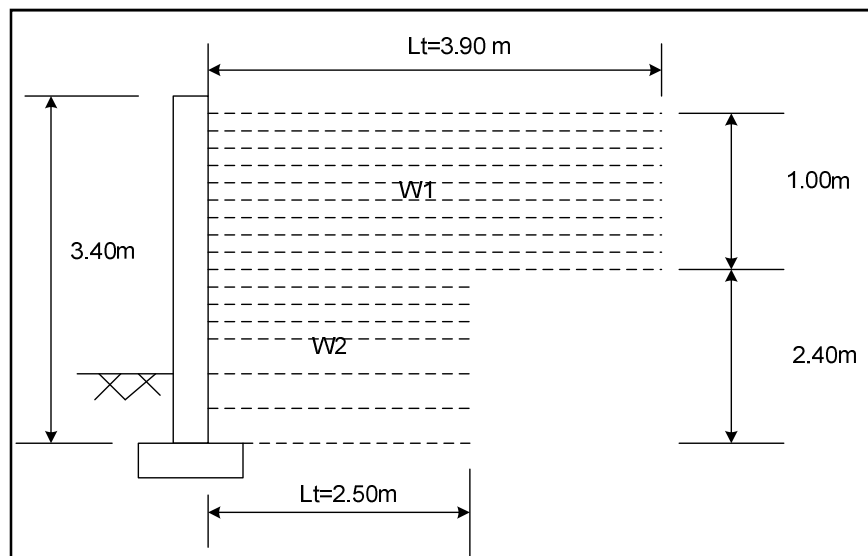


Figura 37 Fuerzas estabilizadoras iniciales muro 3 m

Elemento	Elemento	Vol(m3)	γ (kg/m3)	W(kg)	Brazo (m)	M (kg*m)
1	W1	3.9	1.69	6.591	1.95	12.85245
2	W2	6	1.69	10.14	1.25	12.675
				16.73		25.53

$$\sum V = 16.73 T$$

$$\sum Mr = 25.02 T * m$$

Resistencia cortante del suelo

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta$$

Ángulo δ ángulo de fricción entre el suelo y el geotextil

$$\delta = .85 * \phi = 21.25^\circ$$

Para el peso se toma en cuenta solo el peso del suelo sobre la longitud de la geomalla inferior.

$$V = 2.5m * 3.40m * 1m * 1.69 \frac{T}{m^3} = 14.37T$$

$$S_{m\acute{a}x} = V * \tan \delta = 5.59 T$$

3.3 Factores de Reducción

3.3.1 Volcamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\phi = \frac{1.6 \sum Mo}{1.2 \sum Mr} = \frac{1.6 * 4.49 T \frac{m}{m}}{1.2 * 25.02 T \frac{m}{m}} = 0.24$$

$$\phi = 0.24 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.3.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{\sum M_o}{\sum M_r} = \frac{M_e + M_s}{0.95 \sum M_r} = \frac{4.49 T \frac{m}{m} + 2.99 T \frac{m}{m}}{0.95 * 25.02 T \frac{m}{m}} = 0.32$$

$$\varphi = 0.32 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.3.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * P_e}{1.2 \sum F_r} = \frac{1.6 * 3.97T}{1.2 * 5.59 T} = 0.95$$

$$\varphi = 0.95 > 0.90 \quad \mathbf{No cumple! Se procede a aumentar la longitud del refuerzo}$$

3.3.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{P_e}{\sum F_r} = \frac{P_e + P_s}{0.95 \sum F_r} = \frac{3.97T + 1.47T}{0.95 * 5.59 T} = 1.0$$

$$\varphi = 1.0 > 0.90 \quad \mathbf{No cumple! Se procede a aumentar la longitud del refuerzo}$$

Nueva longitud de desarrollo de geomalla

Como no se están cumpliendo con los factores de reducción se procede a buscar la longitud de desarrollo que si los cumpla. Para lo cual se aplica una longitud total de 2.9m de geomalla desde 3.40m hasta 0.60m y de 3.90m a la capa de 0.20m

3.3 Nuevas Fuerzas estabilizadoras

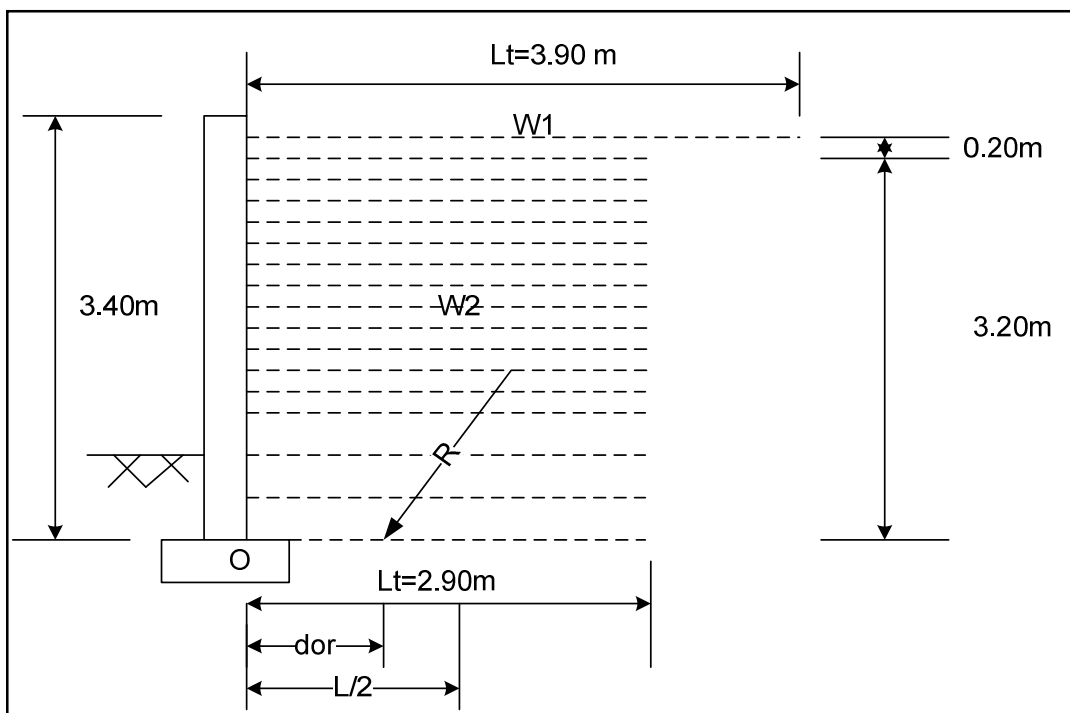


Figura 38 Fuerzas estabilizadoras finales muro 3 m

Elemento	Elemento	Vol(m3)	γ (kg/m3)	W(kg)	Brazo (m)	M (kg*m)
1	W1	0.78	1.69	1.3182	1.95	2.57049
2	W2	9.28	1.69	15.6832	1.45	22.74064
					17.00	25.31

Nueva resistencia al cortante del suelo

$$V = 2.9m * 3.40m * 1m * 1.69 \frac{T}{m^3} = 16.66T$$

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta = 6.48T$$

3.4 Nuevos Factores de Reducción

3.4.1 Volcamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 \sum M_o}{1.2 \sum M_r} = \frac{1.6 * 4.49 T \frac{m}{m}}{1.2 * 25.31 T \frac{m}{m}} = 0.24$$

$$\varphi = 0.24 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.4.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{\sum M_o}{\sum M_r} = \frac{M_e + M_s}{0.95 \sum M_r} = \frac{4.49 T \frac{m}{m} + 2.99 T \frac{m}{m}}{0.95 * 25.31 T \frac{m}{m}} = 0.31$$

$$\varphi = 0.31 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.4.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * P_e}{1.2 \sum F_r} = \frac{1.6 * 3.97T}{1.2 * 6.48 T} = 0.82$$

$$\varphi = 0.82 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.4.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{P_e}{\sum F_r} = \frac{P_e + P_s}{0.95 \sum F_r} = \frac{3.97T + 1.47T}{0.95 * 6.48 T} = 0.88$$

$$\varphi = 0.88 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.4.5 Capacidad de soporte

Momento Neto

$$M_{neto} = \sum M_r - \sum M_o = 17.83 T * m$$

Distancia desde O hasta el punto de aplicación de la Resultante

$$dor = \frac{M_{neto}}{\sum V} = \frac{17.83 T * m}{17 T} = 1.04m$$

Excentricidad

$$E = \frac{L}{2} - dor = 0.40m$$

$$\frac{L}{6} = 0.48m$$

$$\rightarrow E < \frac{L}{6}$$

Presión Máxima y Presión Mínima

$$Q_{max} = \frac{\sum V}{L * 1m} * \left(1 + \frac{6 * E}{L}\right) = 10.73 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_{min} = \frac{\sum V}{L * 1m} * \left(1 - \frac{6 * E}{L}\right) = 0.99 \frac{T}{m^2}$$

Selección de Factor de Reducción de la resistencia del suelo ϕ Tabla 13.1 Sección 13.3 CSCR2010

$$\frac{Q_{min}}{Q_{max}} = 0.09$$

$$0.09 < 0.25$$

Por lo tanto $\phi = 0.85$ Esfuerzo permisible del suelo

$$\sigma_{per} = 20000 \frac{kg}{m^2}$$

Capacidad última de carga

$$q_u = \varphi * \sigma_{per} * 3 = 51000 \frac{kg}{m^2}$$

$$51000 \frac{kg}{m^2} \geq 10730 \frac{kg}{m^2} \text{ Ok!!!}$$

4. Diseño de la Placa del muroPeso ultimo total

$$\begin{aligned} P_u &= 1.4 * (P_p + P_m) \\ &= 1.40(0.30m * 0.40m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} + 0.40m * 1m * 3.40m * 2250 \frac{kg}{m^3}) \end{aligned}$$

$$P_u = 4687.2kg = V_u$$

Acero mínimo según ACI 7.12.2.1 para Acero Grado 60Longitudinal

$$A_{smin} = 0.0018 * 40 * t = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2.16 \text{ cm}^2}{2} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Transversal

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * t = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{5.4 \text{ cm}^2}{2} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Separación máxima según ACI 10.5.4

$$S_{max1} = 3 * t = 90 \text{ cm}$$

$$S_{max2} = 45 \text{ cm}$$

Rige 45 cm

Longitudinal

$$\text{Usar 1 \# 3 @ 20 cm} \quad \frac{40\text{cm} \cdot 0.71\text{cm}^2}{25\text{cm}} = 1.42 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad 1.13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 1.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Ok!!}$$

Transversal

$$\text{Usar 1 \# 3 @ 20 cm} \quad \frac{100\text{cm} \cdot 0.71\text{cm}^2}{25\text{cm}} = 3.55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad 2.84 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 2.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Ok!!}$$

Detalle Placa

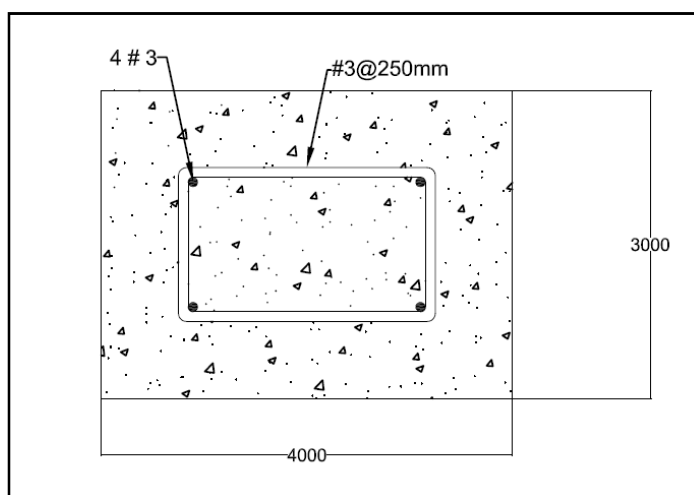


Figura 39 Detalle placa e cimentación muro de retención con suelos reforzado 3 m

Cortante Ecuación 9-45 sección 9.8.4 CSCR 2010

$$d = t - 7.5 \text{ cm} - \frac{\emptyset}{2} = 22.03 \text{ cm}$$

7.5 cm = recubrimiento mínimo según ACI 318S-08 Sección 7.7.1.a

varilla #3 db=0.95 cm

Área que soporta cortante

$$A_{mv} = 100 * d = 2202.5 \text{ cm}^2$$

Ecuación 9-45 CSCR2010

$$V_c = 0.53 * A_{mv} * \sqrt{F'_c} = 16916.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cortante Nominal con factor de Reducción

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 * 16916.14}{2} = 6343.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} > V_u$$

$$6343.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}} > 4687.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{Ok!!!}$$

Capacidad de soporte

$$Q_{max} = Q_{min} = \frac{P}{A} = \frac{4687.2 \text{ kg}}{0.40 \text{ m} * 1 \text{ m}} = 11718 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Selección de Factor de Reducción de la resistencia del suelo ϕ Tabla 13.1 Sección 13.3 CSCR 2010

$$\frac{Q_{min}}{Q_{max}} = 0.0$$

$$0.0 < 0.25$$

Por lo tanto $\phi = 0.85$

Esfuerzo permisible del suelo

$$\sigma_{per} = 20000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Capacidad última de carga

$$qu = \varphi * \sigma_{per} * 3 = 51000 \frac{kg}{m^2}$$

Factor de Seguridad

$$51000 \frac{kg}{m^2} \geq 11718 \frac{kg}{m^2} \text{ Ok!!!}$$

5. Conectores

En la siguiente tabla se presentan las tensiones en cada capa de geomalla en T/m.

Profundidad (z)	Tmax (T/m)	T max a lo largo de los 2 metros de geomalla (T)	T en cada conector
3.4	1.002	2.00	1.20
3	0.916	1.83	1.10
2.6	0.831	1.66	1.00
2.2	0.746	1.49	0.89
1.8	0.660	1.32	0.79
1.4	0.575	1.15	0.69
1	0.489	0.98	0.59
0.6	0.404	0.81	0.48
0.2	0.319	0.64	0.38

Luego la Tmax a la que estará sometido un conector es de 1.2 T, se propone un diagrama de cuerpo libre de un conector de 20 cm como se muestra a continuación.

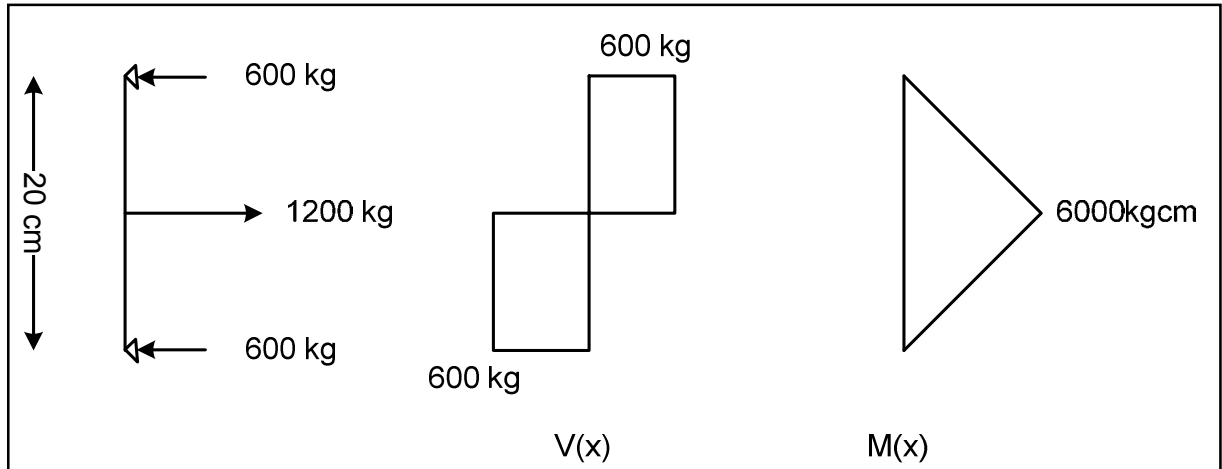


Figura 40 Diagrama de cuerpo libre conector muro de 3 m

Por lo tanto M_u es igual a 6000 kgcm y V_u 600 kg.

$$\phi M_n = \phi S F_y$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{\frac{\pi d^4}{4}}{\frac{d}{2}} = \frac{\pi d^3}{2}$$

Tenemos

$$\phi M_n = \phi S F_y = \phi \frac{\pi d^3}{2} F_y$$

$$\phi = 0.90$$

$$M_u = 0.90 M_n$$

$$M_u = \phi \frac{\pi d^3}{2} F_y \rightarrow d = \sqrt[3]{\frac{2 M_u}{\phi \pi F_y}}$$

$$d = 1.00 \text{ cm}$$

Luego para cortante

$$\phi V_n = \phi F_y \frac{Ag}{2}$$

$$\phi V_n = \phi F_y \frac{Ag}{2} = \phi F_y \frac{\frac{\pi d^2}{4}}{2} = \phi F_y \frac{\pi d^2}{8}$$

$$\phi = 0.60$$

$$V_u = 0.60 V_n$$

$$V_u = \phi F_y \frac{\pi d^2}{8} \rightarrow d = \sqrt[2]{\frac{8V_u}{\phi F_y \pi}}$$

$$d = 0.78 \text{ cm}$$

Por lo tanto ocupamos un diámetro de varilla de 1.00cm. Para tomar en cuenta la corrosión que puede sufrir el acero y utilizando una tasa de corrosión de 0.020mm/año calculamos nuestro diámetro de conector para una vida útil de 50 años.

$$d_f = d + cr * \text{años} = 1.00 \text{ cm} + \frac{0.020 \text{ mm}}{\text{año}} * 50 \text{ años} = 2.00 \text{ cm}$$

Utilizaremos varilla #7 de 2.22cm de diámetro para los conectores.

Apéndice F: Memoria de cálculo muro de retención de suelo reforzado 4 metros

1. Estimación de Dimensiones:

La dimensión inicial que se tiene es la altura libre del muro:

Altura del muro $h = 4.00 \text{ m}$

Hileras de bloques enterrados $D = 0.40 \text{ m}$

Altura total $h = 4.40 \text{ m}$

2. Estabilidad Interna

2.1 *Presión de Tierra*

Presión de Tierra

$$Pe = \frac{K_a * \gamma_s * H^2}{2}$$

Tabla empujes de tierra

Profundidad	Empuje σ'_a (T/m)
4.4	3.018
4	2.744
3.6	2.469
3.2	2.195
2.8	1.921
2.4	1.646
2	1.372
1.6	1.097
1.2	0.823
0.8	0.549
0.4	0.274
0	0

2.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coefficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f^* \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * \left(\frac{3}{4} K_h \right)$$

Tabla empujes sísmicos

Profundidad	Empuje σ'_a (T/m)
4.4	0.223
4	0.284
3.6	0.345
3.2	0.406
2.8	0.466
2.4	0.527
2	0.588
1.6	0.649
1.2	0.71
0.8	0.771
0.4	0.831
0	0.892

2.3 Cálculo de Separación vertical de las capas Sv

$$\sigma_G = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{\frac{70 \text{ KN/m}}{9.81 \text{ N}}}{2.3 * 1.1 * 1.2} = 1.68 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Tabla separaciones verticales en las diferentes capas

Profundidad	Separación Sv (m)
4.40	0.483
4.00	0.518
3.60	0.557
3.20	0.603
2.80	0.656
2.40	0.721
2.00	0.799
1.60	0.897
1.20	1.022
0.80	1.188
0.40	1.417
0.00	1.756

Se supone una separación de 0.40 m entre las alturas de 4.40m y 3.60m, y de 0.60m de 3.60m de profundidad a 0.60m

2.4 Cálculo de longitud total de desarrollo de geomalla

Tabla longitudes totales

Profundidad (z)	Separación Sv (m)	Lr	Le	Le min	Lt
4.40	0.40	0.000	0.336	1.000	1.000
4.00	0.40	0.255	0.345	1.000	1.255
3.60	0.40	0.510	0.357	1.000	1.510
3.00	0.60	0.892	0.569	1.000	1.892
2.40	0.60	1.274	0.620	1.000	2.274
1.80	0.60	1.656	0.705	1.000	2.656
1.20	0.60	2.039	0.875	1.000	3.039
0.60	0.60	2.421	1.384	1.384	3.805

Se propone utilizar dos longitudes de geomalla: desde la profundidad de 4.40m a 2.40 m la longitud sería de 2.5m y de 1.80 a 0.00 m de 3.9m, como se detalla en la siguiente figura.

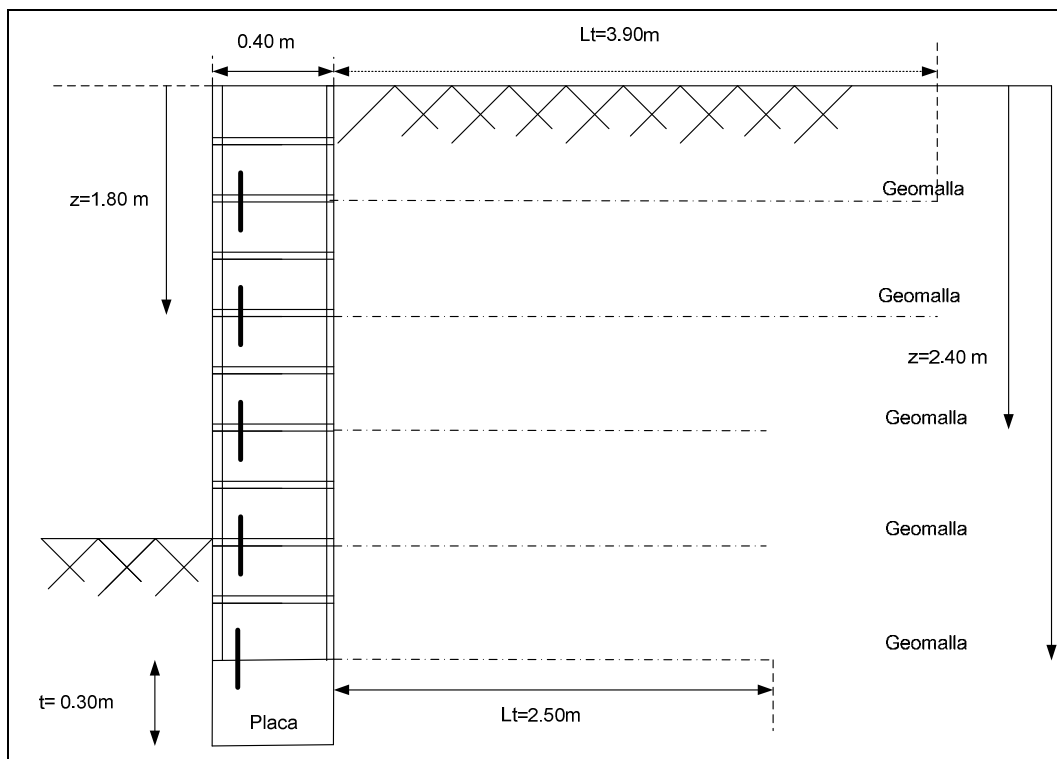


Figura 41 Detalla configuración inicial geomallas muro 4m

3. Estabilidad Externa

3.1 *Fuerzas de volteo*

3.1.1 *Presión de Tierra*

$$Pe = \frac{K_a * \gamma_s * h^2}{2} = 6.640 \frac{T}{m}$$

Brazo de Palanca

$$Be = \frac{h}{3} = 1.47 \text{ m}$$

Momento de Empuje

$$Me = Pe * Be = 9.74 T \frac{m}{m}$$

3.1.2 Empuje Sísmico sección 13.8 CSCR 2010

Coeficiente dinámico horizontal ($K_h = a_e f^* \lambda$), según tabla 13.2 CSCR 2010

$$K_h = 0.20$$

Fuerza de Sismo (Ecuación 13-2 CSCR 2010)

$$P_s = \frac{1}{2} * \gamma_s * h^2 * \left(\frac{3}{4} K_h\right) = 2.45 \frac{T}{m}$$

Brazo de Palanca

$$B_s = 0.6h = 2.64 \text{ m}$$

Momento Sísmico

$$M_s = P_s * B_s = 6.47 T \frac{m}{m}$$

3.2 Fuerzas estabilizadoras

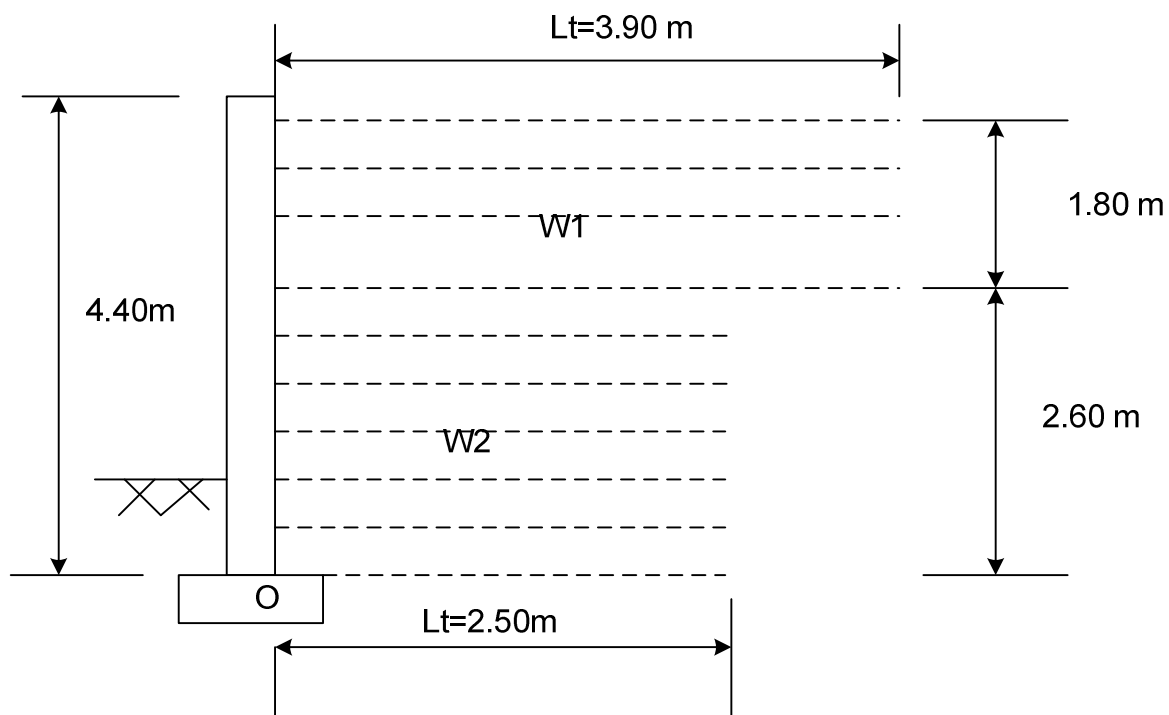


Figura 42 Fuerzas estabilizadoras iniciales muro 4m

Elemento	Elemento	Vol(m3)	γ (kg/m3)	W(kg)	Brazo (m)	M (kg*m)
1	W1	7.02	1.69	11.8638	1.95	23.13441
2	W2	6.5	1.69	10.985	1.25	13.73125
				22.85		36.87

$$\sum V = 22.85 T$$

$$\sum Mr = 36.87 T * m$$

Resistencia cortante del suelo

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta$$

Ángulo δ ángulo de fricción entre el suelo y el geotextil

$$\delta = .85 * \phi = 21.25^\circ$$

Para el peso se toma en cuenta solo el peso del suelo sobre la longitud de la geomalla inferior.

$$V = 2.5m * 4.40m * 1m * 1.69 \frac{T}{m^3} = 18.59T$$

$$S_{m\acute{a}x} = V * \tan \delta = 7.23 T$$

3.3 Factores de Reducción

3.3.1 Volcamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\phi = \frac{1.6 \sum Mo}{1.2 * \sum Mr} = \frac{1.6 * 9.74 T \frac{m}{m}}{1.2 * 36.87 T \frac{m}{m}} = 0.35$$

$$\phi = 0.35 \leq 0.70 \text{ **Ok!!!**}$$

3.3.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{\sum M_o}{\sum M_r} = \frac{M_e + M_s}{0.95 * \sum M_r} = \frac{9.74 T \frac{m}{m} + 6.47 T \frac{m}{m}}{0.95 * 36.87 T \frac{m}{m}} = 0.46$$

$$\varphi = 0.46 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.3.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * P_e}{1.2 \sum F_r} = \frac{1.6 * 6.640T}{1.2 * 7.23 T} = 1.23$$

$$\varphi = 1.23 > 0.90 \quad \mathbf{No cumple! Se procede a aumentar la longitud del refuerzo}$$

3.3.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{P_e}{\sum F_r} = \frac{P_e + P_s}{0.95 \sum F_r} = \frac{6.640T + 2.45T}{0.95 * 7.23 T} = 1.32$$

$$\varphi = 1.32 > 0.90 \quad \mathbf{No cumple! Se procede a aumentar la longitud del refuerzo}$$

Nueva longitud de desarrollo de geomalla

Como no se están cumpliendo con los factores de reducción se procede a buscar la longitud de desarrollo que si los cumpla. Para lo cual finalmente se aplica una longitud total de 3.90m de geomalla en toda la altura del muro.

3.3 Nuevas Fuerzas estabilizadoras

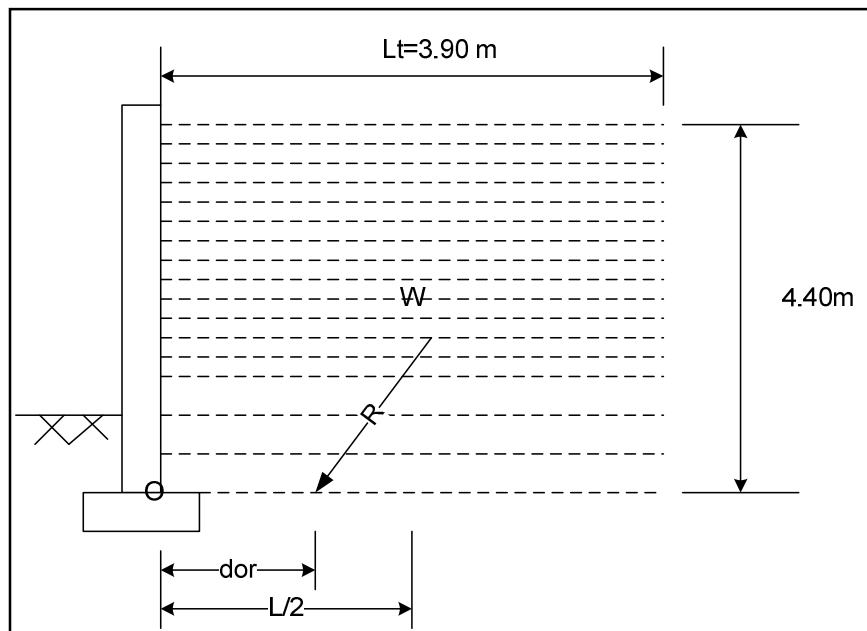


Figura 43 Fuerzas estabilizadoras finales muro 4 m

$$\sum V = 3.9m * 1.69 \frac{T}{m^3} * 4.40m = 29 T$$

$$\sum Mr = 29T * \frac{3.9m}{2} = 56.55T * m$$

Nueva resistencia al cortante del suelo

$$S_{m\acute{a}x} = \sum V * \tan \delta = 11.28 T$$

3.4 Nuevos Factores de Reducción

3.4.1 Volcamiento solo empuje de tierras (Ecuación 6.2)

$$\phi = \frac{1.6 \sum M_o}{1.2 \sum M_r} = \frac{1.6 * 9.74 T \frac{m}{m}}{1.2 * 56.55T \frac{m}{m}} = 0.23$$

$$\phi = 0.23 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.4.2 Volcamiento sismo y empuje de Tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{\sum M_o}{\sum M_r} = \frac{M_e + M_s}{0.95 \sum M_r} = \frac{9.74 T \frac{m}{m} + 6.47 T \frac{m}{m}}{0.95 * 56.55 T \frac{m}{m}} = 0.30$$

$$\varphi = 0.30 \leq 0.70 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.4.3 Deslizamiento solo empuje de tierras(Ecuación 6.2)

$$\varphi = \frac{1.6 * P_e}{1.2 \sum F_r} = \frac{1.6 * 6.640T}{1.2 * 11.28 T} = 0.78$$

$$\varphi = 0.78 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.4.4 Deslizamiento sismo y empuje de tierras(Ecuación 6.4)

$$\varphi = \frac{P_e}{\sum F_r} = \frac{P_e + P_s}{0.95 \sum F_r} = \frac{6.640T + 2.45T}{0.95 * 11.28T} = 0.85$$

$$\varphi = 0.85 \leq 0.90 \quad \mathbf{Ok!!!}$$

3.4.5 Capacidad de soporte

Momento Neto

$$M_{neto} = \sum M_r - \sum M_o = 40.33 T * m$$

Distancia desde O hasta el punto de aplicación de la Resultante

$$dor = \frac{M_{neto}}{\sum V} = \frac{40.33 T * m}{29 T} = 1.40m$$

Excentricidad

$$E = \frac{L}{2} - dor = 0.56m$$

$$\frac{L}{6} = 0.65m$$

$$\rightarrow E < \frac{L}{6}$$

Presión Máxima y Presión Mínima

$$Q_{max} = \frac{\Sigma V}{L * 1m} * \left(1 + \frac{6 * E}{L}\right) = 13.83 \frac{T}{m^2}$$

$$Q_{min} = \frac{\Sigma V}{L * 1m} * \left(1 - \frac{6 * E}{L}\right) = 1.04 \frac{T}{m^2}$$

Selección de Factor de Reducción de la resistencia del suelo ϕ Tabla 13.1 Sección 13.3 CSCR 2010

$$\frac{Q_{min}}{Q_{max}} = 0.075$$

$$0.075 < 0.25$$

Por lo tanto $\phi = 0.85$

Esfuerzo permisible del suelo

$$\sigma_{per} = 20000 \frac{kg}{m^2}$$

Capacidad última de carga

$$q_u = \phi * \sigma_{per} * 3 = 51000 \frac{kg}{m^2}$$

$$51000 \frac{kg}{m^2} \geq 13830 \frac{kg}{m^2} \text{ OK!!!}$$

4. Diseño de la Placa del muro

Peso ultimo total

$$Pu = 1.4(Pp + Pm) = 1.40 (0.30m * 0.40m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} + 0.40m * 1m * 4.40m * 2250 \frac{kg}{m^3})$$

$$Pu = 5947.2kg = Vu$$

Acero mínimo según ACI 7.12.2.1 para Acero Grado 60

Longitudinal

$$Asmin = 0.0018 * 40 * t = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2.16 \text{ cm}^2}{2} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Transversal

$$Asmin = 0.0018 * 100 * t = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{5.4 \text{ cm}^2}{2} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Separación máxima según ACI 10.5.4

$$Smax1 = 3 * t = 90cm$$

$$Smax2 = 45cm$$

Rige 45 cm

Longitudinal

$$\text{Usar } 1 \# 3 @ 20 \text{ cm} \quad \frac{40cm * 0.71cm^2}{25cm} = 1.42 \frac{cm^2}{m} \quad 1.13 \frac{cm^2}{m} > 1.1 \frac{cm^2}{m}$$

Ok!!

Transversal

Usar 1 # 3 @ 20 cm $\frac{100\text{cm} \cdot 0.71\text{cm}^2}{25\text{cm}} = 3.55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ $2.84 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 2.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ **Ok!!**

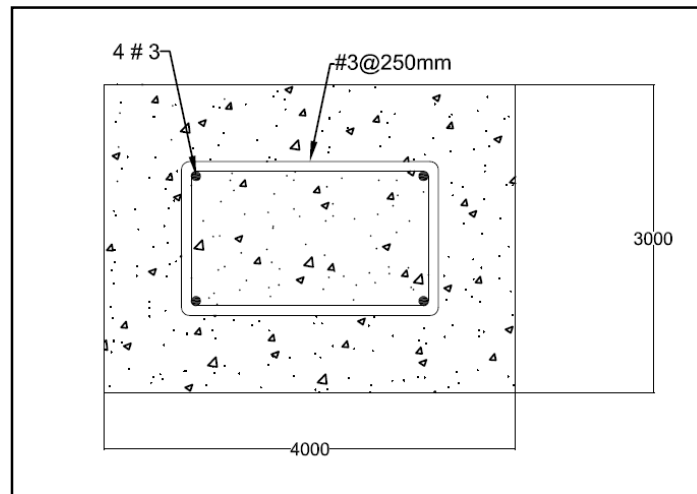
Detalle Placa

Figura 44 Detalle placa cimentación muro de retención con suelo reforzado 4 m

Cortante Ecuación 9-45 sección 9.8.4 CSCR 2010

$$d = t - 7.5 \text{ cm} - \frac{\emptyset}{2} = 22.03 \text{ cm}$$

7.5 cm = recubrimiento mínimo según ACI 318S-08 Sección 7.7.1.a

varilla #3 db=0.95 cm

Área que soporta cortante

$$A_{mv} = 100 * d = 2202.5\text{cm}^2$$

Ecuación 9-45 CSCR2010

$$V_c = 0.53 * A_{mv} * \sqrt{F'_c} = 16916.14 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Cortante Nominal con factor de Reducción

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0.75 * 16916.14}{2} = 6343.55 \frac{kg}{m}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} > V_u$$

$$6343.55 \frac{kg}{m} > 5947.2 \frac{kg}{m} \quad \mathbf{Ok!!!}$$

Capacidad de soporte

$$Q_{max} = Q_{min} = \frac{P}{A} = \frac{5947.2kg}{0.40m * 1m} = 14868 \frac{kg}{m^2}$$

Selección de Factor de Reducción de la resistencia del suelo ϕ Tabla 13.1 Sección 13.3 CSCR 2010

$$\frac{Q_{min}}{Q_{max}} = 0.0$$

$$0.0 < 0.25$$

Por lo tanto $\phi = 0.85$

Esfuerzo permisible del suelo

$$\sigma_{per} = 20000 \frac{kg}{m^2}$$

Capacidad última de carg

$$q_u = \phi * \sigma_{per} * 3 = 51000 \frac{kg}{m^2}$$

$$51000 \frac{kg}{m^2} \geq 14868 \frac{kg}{m^2} \quad \mathbf{Ok!!!}$$

5. Conectores

En la siguiente tabla se presentan las tensiones en cada capa de geomalla en T/m.

Profundidad (z)	Tmax (T/m)	T max a lo largo de los 2 metros de geomalla (T)	T en cada conector (T)
4.400	1.296	2.593	1.556
4.000	1.211	2.422	1.453
3.600	1.126	2.251	1.351
3.000	1.496	2.992	1.795
2.400	1.304	2.608	1.565
1.800	1.112	2.224	1.334
1.200	0.920	1.839	1.104
0.600	0.728	1.455	0.873

Luego la Tmax a la que estará sometido un conector es de 1.795 T, se propone un diagrama de cuerpo libre de un conector de 20 cm como se muestra a continuación.

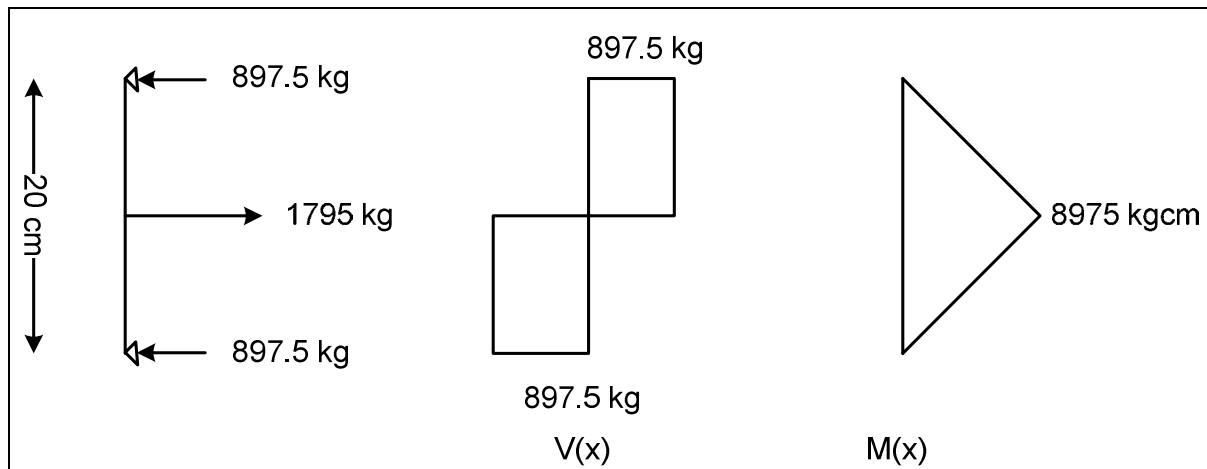


Figura 45 Diagrama de cuerpo libre conector muro 4 m

Por lo tanto M_u es igual a 8975 kgcm y V_u 897.5kg.

$$\phi M_n = \phi S F_y$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{\frac{\pi d^4}{4}}{\frac{d}{2}} = \frac{\pi d^3}{2}$$

Tenemos

$$\phi M_n = \phi S F_y = \phi \frac{\pi d^3}{2} F_y$$

$$\phi = 0.90$$

$$M_u = 0.90 M_n$$

$$M_u = \phi \frac{\pi d^3}{2} F_y \rightarrow d = \sqrt[3]{\frac{2 M_u}{\phi \pi F_y}}$$

$$d = 1.14 \text{ cm}$$

Luego para cortante

$$\phi V_n = \phi F_y \frac{A_g}{2}$$

$$\phi V_n = \phi F_y \frac{A_g}{2} = \phi F_y \frac{\frac{\pi d^2}{4}}{2} = \phi F_y \frac{\pi d^2}{8}$$

$$\phi = 0.60$$

$$V_u = 0.60 V_n$$

$$V_u = \phi F_y \frac{\pi d^2}{8} \rightarrow d = \sqrt{\frac{8 V_u}{\phi F_y \pi}}$$

$$d = 0.95 \text{ cm}$$

Por lo tanto ocupamos un diámetro de varilla de 1.14 cm. Para tomar en cuenta la corrosión que puede sufrir el acero y utilizando una tasa de corrosión de 0.020mm/año calculamos nuestro diámetro de conector para una vida útil de 50 años.

$$d_f = d + cr * \text{años} = 1.14\text{cm} + \frac{0.020\text{mm}}{\text{año}} * 50\text{años} = 2.14 \text{ cm}$$

Utilizaremos varilla #7 de 2.2 cm de diámetro

Anexo A: Características varillas deformadas

Características técnicas											
Número Desig.	Diám. Nominal	Diám. pulgadas	Perím. mm	Peso Nominal kg/m	Área cm ²	Altura Mínima Corrugación mm	Ancho Máx. Cordón mm	Paso Máx. de Corrugación mm	Unidades por paquete		
Varilla	mm								6 m	9 m	12 m
3	9,520	3/8	29,9	0,560	0,71	0,38	3,6	6,7	450	450	450
4	12,700	1/2	39,9	0,994	1,29	0,51	4,9	8,9	300	300	300
5	15,880	5/8	49,9	1,552	2,00	0,71	6,1	11,1	160	160	160
6	19,050	3/4	59,8	2,235	2,84	0,97	7,3	13,3	160	160	120
7	22,220	7/8	69,8	3,042	3,87	1,12	8,5	15,5	120	120	90
8	25,400	1	79,8	3,973	5,10	1,27	9,7	17,8	100	80	60
9	28,650	1 1/8	90,0	5,060	6,45	1,42	10,9	20,1	100	60	40
10	32,260	1 1/4	101,3	6,404	8,19	1,63	12,4	22,6	60	50	30
11	35,810	1 3/8	112,5	7,907	10,06	1,80	13,7	25,1	60	40	20

Figura 46 Características técnicas varilla deformada grado 60 catálogo Arclor Mittal

Anexo B: Características geométricas bloques mampostería

Dimensiones de los bloques PC									
Dimensiones nominales	Altura (mm)	Ancho (mm)	Largo (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	Pesos (kg) promedio
12x20x40	190 ± 2 mm	120 ± 2 mm	390 ± 2 mm	260	260	260	230	230	10.9
15x20x40	190 ± 2 mm	120 ± 2 mm	390 ± 2 mm	280	280	280	260	260	13.8
20x20x40	190 ± 2 mm	120 ± 2 mm	390 ± 2 mm	320	320	320	320	320	17.8

En todos los casos, se necesitan 12.5 bloques/m² de pared.

Figura 47 Dimensiones bloques de mampostería Productos de Concreto

Anexo C: Características geomallas uniaxiales

GEOMALLA UNIAXIAL

TT 050/070/090/120/160

Mayo 2009

DISEÑADAS ESPECIALMENTE PARA EL REFUERZO DE SUELOS EN MUROS Y TALUDES

Las Geomallas Uniaxiales fabricadas en polietileno de alta densidad (HDPE), poseen alta resistencia a la tensión y son completamente inertes a las condiciones químicas y biológicas del suelo. Presentan una distribución uniforme de largas aberturas que provee un sistema de trabazón óptimo con el suelo.

CAMPOS DE APLICACIÓN

- Refuerzo de muros y taludes.
- Refuerzo y ampliación de terraplenes en vías.
- Rampas de acceso a puentes.
- Terrazas residenciales en laderas.
- Obras donde se requiera un talud con pendientes mayores a las que permite el ángulo de reposo natural del suelo.
- Elaboración de Geocelulósicas para protección de riberas de ríos.



PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	TT 050	TT 070	TT 090	TT 120	TT 160
Resistencia a la Tensión 2% Deformación ¹	ASTM D 6637	15 kN/m	20 kN/m	29 kN/m	38.5 kN/m	45 kN/m
Resistencia a la Tensión 5% Deformación ¹	ASTM D 6637	29 kN/m	38 kN/m	55 kN/m	74 kN/m	90 kN/m
Resistencia a la Tensión Pico ¹	ASTM D 6637	51.5 kN/m	70 kN/m	93.5 kN/m	121.5 kN/m	160 kN/m
Deformación en el Punto de Fluencia	ASTM D 6637	10 %	11 %	11 %	11 %	13 %
Resistencia Diseño a Largo Plazo	ISO 13431	19.2 kN/m	26.2 kN/m	35 kN/m	45.5 kN/m	75.4 kN/m

PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	TT 050	TT 070	TT 090	TT 120	TT 160
Tamaño de Abertura SL	Medido	300 mm	300 mm	300 mm	300 mm	220 mm
Tamaño de Abertura ST	Medido	(13/20) mm	(13/20) mm	(13/20) mm	(13/20) mm	(13/20) mm

PRESENTACIÓN	NORMA	TT 050	TT 070	TT 090	TT 120	TT 160
Ancho del Rollo	Medido	2.0 m	2.0 m	2.0 m	2.0 m	1.0 m
Longitud del Rollo	Medido	50 m	40 m	40 m	30 m	30 m
Área del Rollo	Medido	100 m ²	80 m ²	80 m ²	60 m ²	30 m ²

¹ Valores M/AN
 SL: Sentido Longitudinal
 ST: Sentido Transversal

Figura 48 Detalles propiedades geomalla

Anexo D: Estudio de Suelos

27 de junio de 2011
INF-145-11

Señores
Pegasus Star Limitada
Presente

Asunto: Informe geotécnico INF-145-11

Estimados señores:

Sírvanse encontrar adjunto el informe geotécnico de las pruebas realizadas en el terreno donde se pretende construir una vivienda, en el proyecto: Hacienda Matapalo, ubicado en Matapalo de Aguirre, provincia de Puntarenas, conforme a su solicitud; dichas pruebas se realizaron el día 22 de junio del presente año.

Quedando a sus órdenes para aclarar cualquier consulta.

Atentamente,

INGEOTECNIA DE EL GENERAL



Ing. Adrián Fallas Gamboa★
IC - 14702
CI-089-2008 SETENA



C.c.: Archivo



Reporte Geotécnico

INF-145-11

Proyecto:

**Vivienda en FFPI-29
Hacienda Matapalo**

Solicitado por:

Pegasus Star Limitada

Terreno ubicado en:

Provincia: Puntarenas
Cantón: Aguirre
Distrito: Savegre - Matapalo

Fecha de realización:

22 de junio 201

Índice General

1. Introducción y alcance del estudio.....	1
2. Datos del terreno.....	1
2.1 Localización.....	1
2.2 Generalidades del terreno.....	2
3. Labor realizada.....	2
4. Metodología de exploración.....	2
5. Ensayos realizados.....	3
6. Caracterización y clasificación del suelo.....	3
7. Nivel Freático.....	4
8. Propiedad de resistencia del suelo.....	4
9. Capacidad de soporte del suelo.....	5
10. Evaluación del potencial de licuefacción del terreno.....	6
11. Recomendaciones de cimentación.....	7
12. Análisis de asentamientos.....	7
13. Tipología del suelo para diseño estructural.....	7
14. Parámetros para el diseño de obras de retención y estructuras enterradas.....	8
15. Inspección en obra.....	9
16. Referencias bibliográficas.....	9
17. Anexos.....	10

1. Introducción y alcance del estudio:

Se presenta el siguiente informe geotécnico para la evaluación de las cimentaciones de una vivienda en el lote FFPI 29 del proyecto Hacienda Matapalo.

Es importante indicar, que dicho estudio se enmarca en la categoría de Estudios Preliminares, ya que el mismo va orientado a la verificación de que no existen problemas mayores, como por ejemplo: arcillas expansivas, rellenos orgánicos, riesgo de deslizamiento y otros que comprometan la seguridad del proyecto.

Debido a lo anterior, se recomienda realizar Estudios de Comprobación, con el fin de verificar el modelo geotécnico establecido a partir de los resultados del presente informe, dichos estudios se llevan a cabo durante las excavaciones que se realizan para la construcción de las cimentaciones de la obra, antes que las mismas sean construidas, pues podría requerirse alguna modificación al diseño para ajustarse a las condiciones reales del sitio.

2. Datos del terreno:

2.1 Localización

El terreno estudiado se encuentra ubicado en Matapalo de Aguirre, provincia de Puntarenas, las Figuras 1 y 2 muestran la localización del mismo.

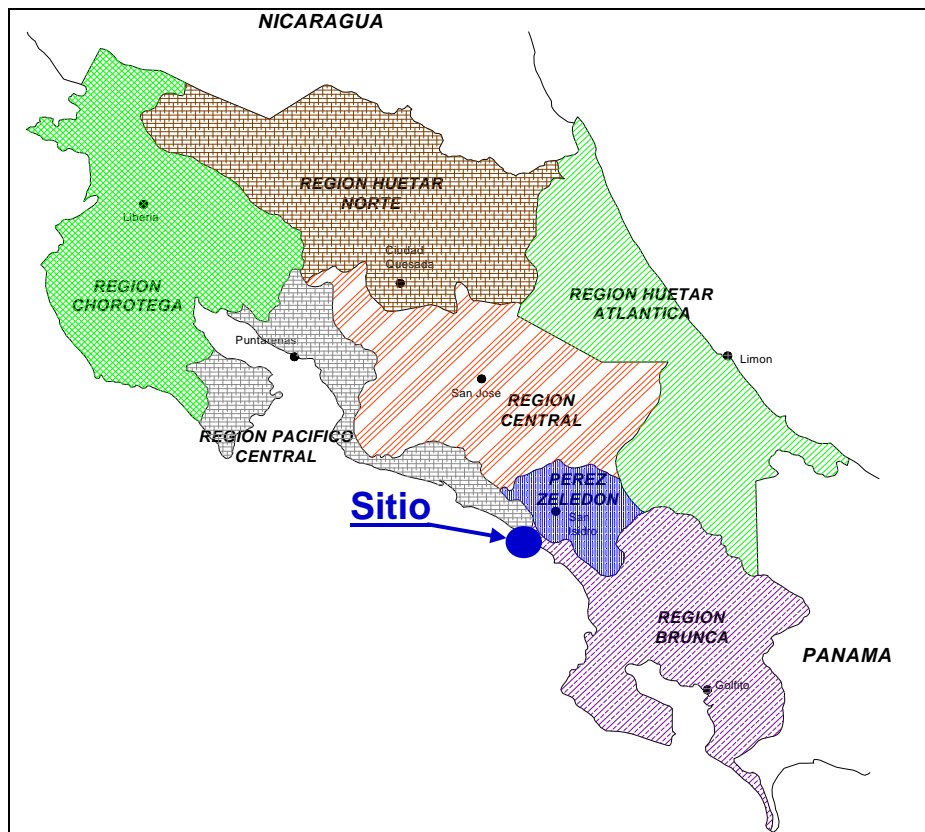


Figura 1. Localización geográfica - Mapa de Costa Rica

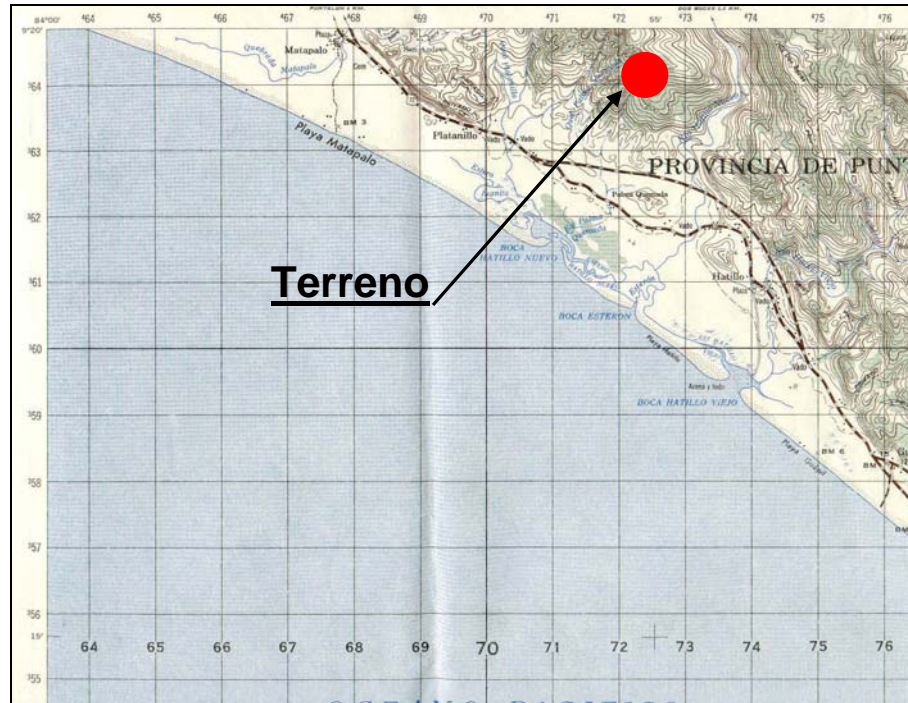


Figura 2. Localización geográfica
Hoja 1:50.000 Dominical

2.2 Generalidades del terreno

El terreno analizado posee una topografía relativamente plana, en el momento de la visita no se observa ninguna obra.

3. Labor realizada:

Se realizaron dos sondeos, esto con el objetivo de realizar un reconocimiento geotécnico.

4. Metodología de exploración:

Los sondeos se realizaron según las especificaciones de ASTM D-1586-84 para lo cual se utilizó el equipo llamado "S.P.T.", por sus siglas en inglés (*Standard Penetration Test*), esta es una prueba de penetración dinámica, la cual consiste en hincar en el suelo un dispositivo de acero mediante la caída libre de una masa de 63.5 kg desde una altura de 76.2 cm, registrando la cantidad de golpes necesaria para lograr dicho objetivo; en la Figura 3 se muestra un diagrama del equipo.

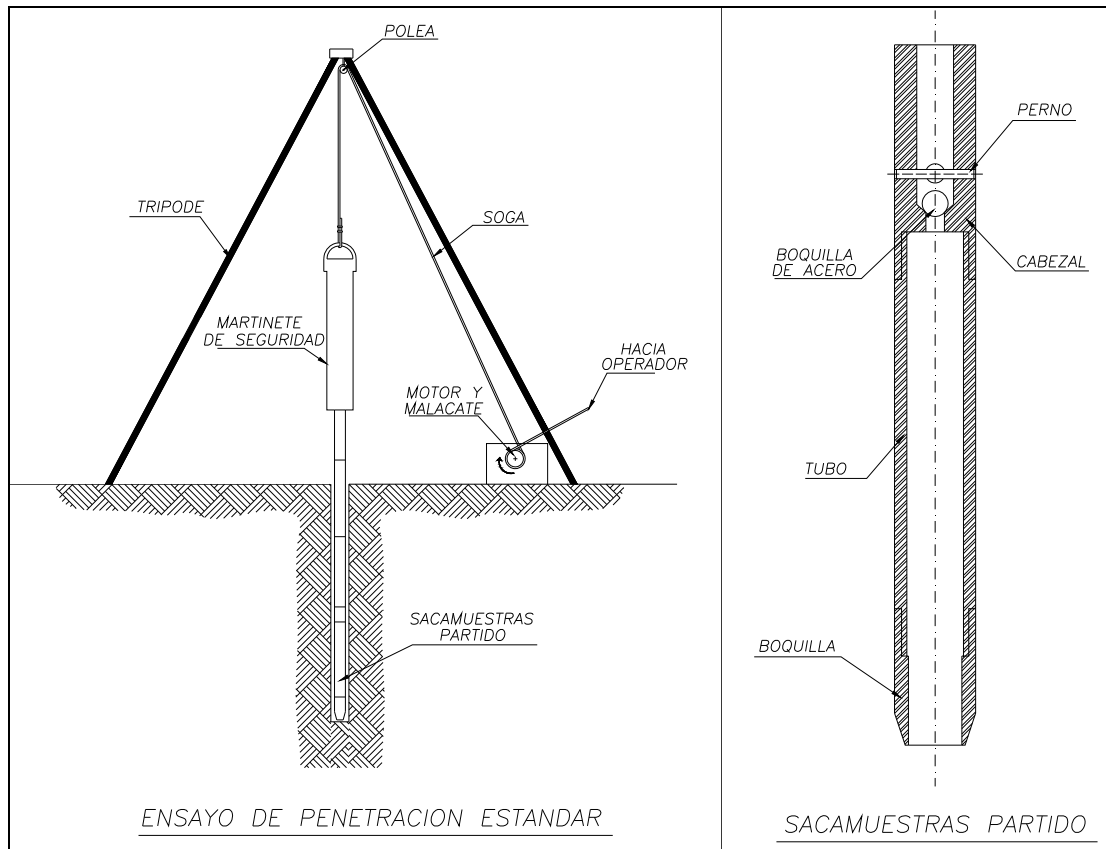


Figura 3. Equipo "SPT"

5. Ensayos realizados:

Los siguientes son los ensayos realizados en el laboratorio a las muestras alteradas e inalteradas extraídas durante la exploración realizada:

Tabla 1. Ensayos de laboratorio

Ensayo	Norma
Humedad natural	ASTM D-2216
Límites de Atterberg	ASTM D-4318
Análisis granulométrico	ASTM C-136
Clasificación de suelos	ASTM D-2487

En el anexo A se muestra el resumen de los resultados obtenidos en los ensayos.

6. Caracterización y clasificación del suelo:

A continuación se presenta el perfil estratigráfico del suelo, determinado por la observación de las diferentes muestras en el laboratorio y campo:

<i>Capa</i>	<i>Descripción del suelo</i>
Capa 1	Limos arcillosos color café, posee algunas betas amarillentas, anaranjadas y negruzcas, además algunas raíces finas en las primeras muestras y partículas meteorizadas de hasta 4mm. Materiales de consistencia entre blanda y medianamente rígida. Clasificación SUCS: MH.
Capa 2	Limos arenosos (arena limosa) color café, posee algunas betas blancuzcas y partículas meteorizadas rugosas y angulares de hasta 8mm. Materiales de consistencia rígida. Clasificación SUCS: MH (SM).

Los perfiles indicados anteriormente son generalizados y los resultados puntuales de perforaciones pueden variar.

7. Nivel Freático:

Se determinó la presencia de nivel freático en la perforación 1 a 3.5m de profundidad.

8. Propiedades de resistencia del suelo:

La Tabla 2, muestra los valores " N_{spt} " obtenidos para los sondeos realizados.

Tabla 2. Valores N_{SPT}

<i>TRAMO</i>	<i>SONDEO</i>	
	<i>1</i>	<i>2</i>
0.00 - 0.55	11	4
0.55 - 1.00	11	8
1.00 - 1.45	19	16
1.45 - 1.90	22	35
1.90 - 2.35	18	reb
2.35 - 2.80	10	-
2.80 - 3.25	14	-
3.25 - 3.70	21	-
3.70 - 4.15	reb	-

Tal y como se mostró en el perfil estratigráfico de la sección 6, en las zonas sondeadas se localizaron suelos mayormente limo arcillosos, a la profundidad donde eventualmente se podría cimentar, de esta forma la consistencia y la resistencia del suelo pueden entonces estimarse de acuerdo con la Tabla 3.

Tabla 3. Estimación de la resistencia del suelo de acuerdo con el N_{SPT} .
Terzaghi y Peck (Braja, 1995)

N_{SPT}	Consistencia	Resistencia a la compresión simple q_u (ton/m ²)
< a 2	Muy Blanda	0.0 a 2.5
2-5.	Blanda	2.5 a 5.0
5-10.	Medianamente rígida	5.0 a 10.0
10-20.	Rígida	10.0 a 20.0
20-30.	Muy rígida	20.0 a 40.0
> a 30	Dura	> a 40.0

9. Capacidad de soporte del suelo:

Para estimar la capacidad de carga del suelo se utilizó la teoría de Terzaghi para suelos cohesivos en esfuerzos totales; se considera capacidad de carga neta porque se supone que el cimiento quedará enterrado, por lo cual en la estimación de cargas debe considerarse el peso del suelo sobre el cimiento.

De esta forma, en la Tabla 4 se muestran las capacidades de carga para las diferentes profundidades exploradas, dichas capacidades se consideran con un factor de seguridad de 3 y los valores deberán ser utilizados en la proyección del sistema estructural de transmisión de la carga de la superestructura al suelo.

Tabla 4. Capacidad de Carga de Admisible en Ton/m²
con Factor de Seguridad FS = 3

Nivel de desplante (m)	SONDEO	
	1	2
0,55	10,3	2,5
1,00	10,3	7,5
1,45	17,7	14,9
1,90	20,0	20,0
2,35	16,8	reb
2,80	9,3	-
3,25	13,1	-
3,70	19,6	-
4,15	reb	-

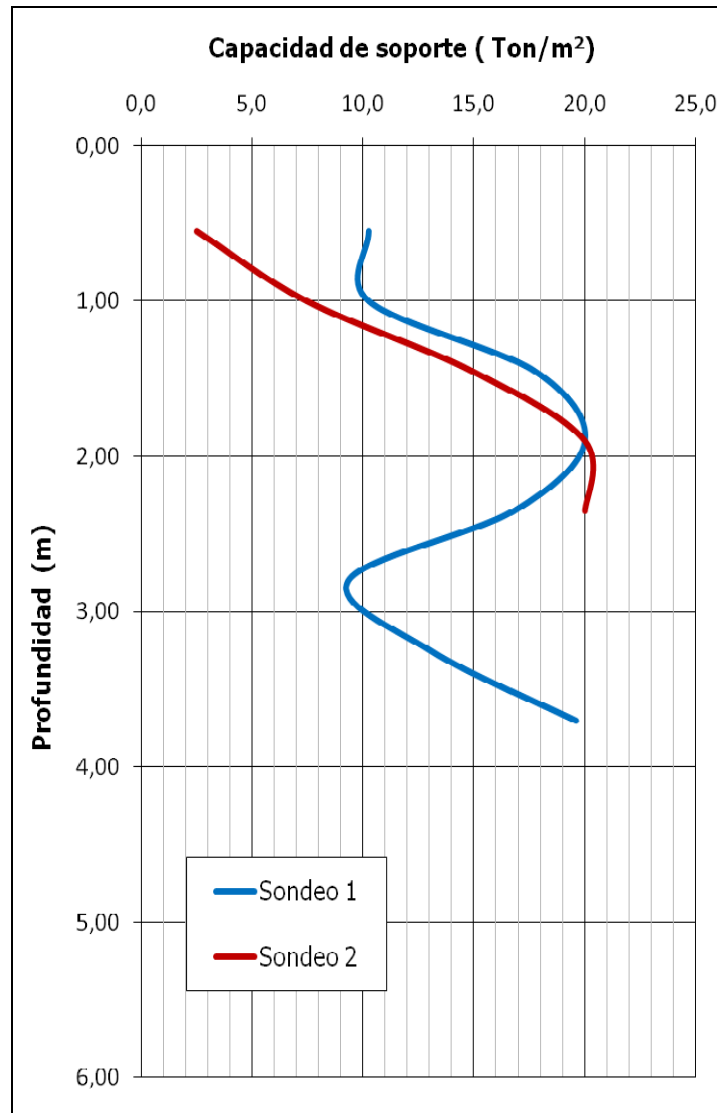


Figura 4. Capacidad de Carga de Admisible vrs Profundidad

10. Evaluación del Potencial de Licuefacción del Terreno:

El Código de Cimentaciones de Costa Rica establece que *"la licuación es la pérdida temporal de la resistencia y la rigidez de los depósitos de suelo granular, no arcillosos, saturados, poco densos, producido por el paso de las ondas sísmicas. Este fenómeno puede estar acompañado de un comportamiento del suelo similar al de un líquido viscoso."*

Sus consecuencias pueden alcanzar fallas y deformaciones grandes en el terreno, las cuales afectarían tanto a estructuras enterradas como superficiales.

Debido a que los suelos que se encontraron en la perforación realizada clasifican como limos arcillosos, no existe aparente riesgo de licuación.

11. Recomendaciones de Cimentación:

Luego de analizar las condiciones de soporte reportadas en las exploraciones y considerando una carga máxima última transmitida por la torre al suelo de 5Ton/m², se concluye que para las zonas de perforación, se podrá utilizar un sistema de cimentación convencional tipo placas corridas o aisladas, utilizando como mínimo un nivel de desplante de **1.0m** de profundidad con las capacidades de soporte admisible que se muestran en la Tabla 4.

Se debe indicar que las consideraciones expuestas han sido deducidas de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto del terreno de estudio en las condiciones actuales del subsuelo; por ello, se recomienda la inspección en obra durante la excavación, para verificar que las características aparentes del terreno se corresponden con las que han servido de base a estas recomendaciones.

12. Análisis de asentamientos:

Debido a la consistencia del suelo encontrado, se concluye que los asentamientos no serán un problema para las estructuras que se piensan construir, siempre y cuando se consideren las recomendaciones contenidas en el presente informe.

Por otro lado, la siguiente expresión permite estimar la magnitud preliminar de los asentamientos que eventualmente se podrán inducir:

$$\Delta H = \frac{B}{4} \cdot \log \left(\frac{1,7Df + 1,7B + 0,55\Delta\sigma}{1,7(Df + B)} \right) \quad (\text{Ecuación \#1})$$

Donde:

- ΔH corresponde al asentamiento estimado (m).
- B corresponde al ancho de la placa (m).
- D corresponde a la profundidad de desplante (m).
- $\Delta\sigma$ corresponde a la magnitud de la presión que transmite la fundación (ton/m²).

13. Tipología del suelo para diseño estructural:

Se debe indicar que el proyecto se ubica en Zona Sísmica III, según establece la sección 2.1 del Código Sísmico de Costa Rica 2002, por otro lado, los suelos encontrados se clasifican como tipo S3; debido a esto el Factor Espectral Dinámico a utilizar para diseño es el que se muestra en la Figura 5 y la Aceleración pico efectiva de diseño (a_{ef}) para un período de retorno de 500 años, tendrá un valor de **0,36**.

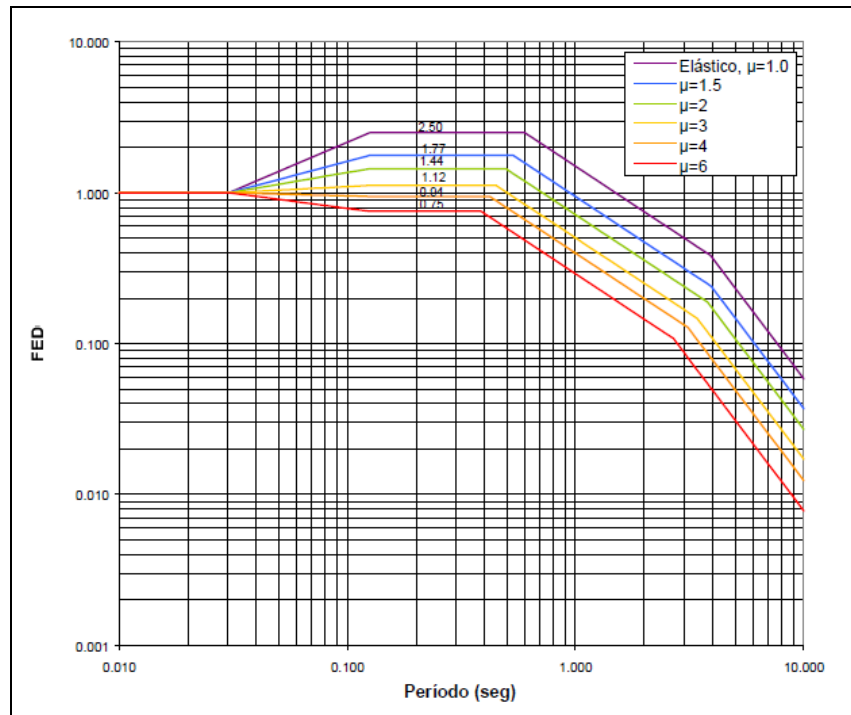


Figura 5. Factor espectral dinámico (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)
Tomado de: Código Sísmico de Costa Rica 2002

14. Parámetros para el diseño de obras de retención y estructuras enterradas.

Para los fines que correspondan, en la Tabla 7 se muestran los coeficientes de empuje del suelo. Para el cálculo del coeficiente activo de presión se utilizó la ecuación #2, la cual fue desarrollada por Rankine.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{(Ecuación \#2)}$$

De igual forma, la ecuación #3 muestra la forma de cálculo del coeficiente de presión pasiva, según la teoría de Rankine.

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{(Ecuación \#3)}$$

Tabla 7. Estimación de parámetros de empuje (teoría de Rankine)

Item	Valor
Peso unitario húmedo (γ) (kg/m^3)	1690
Angulo de fricción (ϕ)	25,0 °
Coefficiente de presión activa (K_a)	0,41
Coefficiente de presión pasiva (K_p)	2,46

15. Inspección en obra

Tanto la elección de la cota de cimentación como la verificación de la tensión admisible considerada e idoneidad del tipo de cimentación deberán ser aprobadas en último término por el diseñador de la obra.

El nivel de apoyo de la cimentación deberá ser supervisado, si aparecieran elementos extraños, bolsas blandas, restos arqueológicos, restos metálicos y/o plásticos, etc; deberán ser retirados y se rebajará lo suficiente el nivel de fondo de excavación, hasta verificar que apoyen en condiciones homogéneas en el nivel geotécnico considerado.

Por otra parte, debe indicarse que las consideraciones expuestas en el presente informe han sido deducidas de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto del terreno de estudio en las condiciones actuales del subsuelo; por ello, se recomienda la inspección en obra durante la excavación, para verificar que las características aparentes del terreno se corresponden con las que han servido de base a este informe.


16. Referencias bibliográficas

- Asociación Costarricense de Geotecnia. Código de Cimentaciones de Costa Rica. Editorial Tecnológica, 2da edición, 2009.
- Braja M. Das. Advanced Soil Mechanics. Third Edition, Taylor and Francis, 2008.
- Braja M. Das. Principles of Foundation Engineering. PWS Publishing Company, 1996.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos. Código Sísmico de Costa Rica.
- E. Juárez, A. Rico. Mecánica de Suelos, Tomo I y II. Editorial Limusa, México.
- González de Vallejo, L. Ingeniería Geológica. Prentice Hall, Madrid, 2002.
- Keller, G. Ingeniería de caminos rurales, USDA Forest Service, California, USA, 2008
- Sowers, B. Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Ed. Limusa, 1990.

ANEXOS

ANEXO A


“RESUMEN DE LA EXPLORACION REALIZADA”

		REGISTRO DE SONDEO				Sondeo N°:		S-1													
						Fecha :		22 jun 11													
CFIA CC-06198		Proyecto: Hacienda Matapalo Vivienda Ubicación: Matapalo de Aguirre, provincia de Puntarenas				Profundidad:		4,15 m													
Sistema de Perforación: Percusión, Norma ASTM D-1586-84						Ubicación:		Ubicación (WGS-84)		Latitud:		9,320707°									
Perforador: Téc. Greivin Rojas						Elevación:		32 msnm													
						Número Informe:		INF-145-11													
PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	DESCRIPCIÓN VISUAL	N° DE GOLPES S.P.T.							MUESTRAS	Propiedades del Suelo										
			0	10	20	30	40	50	60		70	N	% partículas < 75µm	HUMEDAD (%)	LÍMITES DE ATTERBERG		I.L.	PESO UNITARIO (g/cm³)	COHESIÓN (kg/cm²)	CLASIFICACION S.U.C.S.	
			Profund.																		
0,55		Limos arcillosos café, posee algunas betas amarillentas, anaranjadas y negruzcas, además de partículas meteorizadas de hasta 4mm	0	10	20	30	40	50	60	70	N										
1,45			11	11	19	22	18	10	14	21	reb	SPT	88,0	37,9	74,0	34,8	0,0				MH
2,35																					
3,25	▼		Arena limosa café, posee algunas betas blancuzcas y partículas meteorizadas de hasta 8mm.										SPT	37,1	43,4	-	-	-			
4,15		Fin del sondeo	Estrato de suelo muy rígido el cual no permitió el avance del equipo de perforación.																		
5,05																					
5,95																					
6,85																					
7,75																					
8,65																					
9,55																					
10,45																					

OBSERVACIONES:

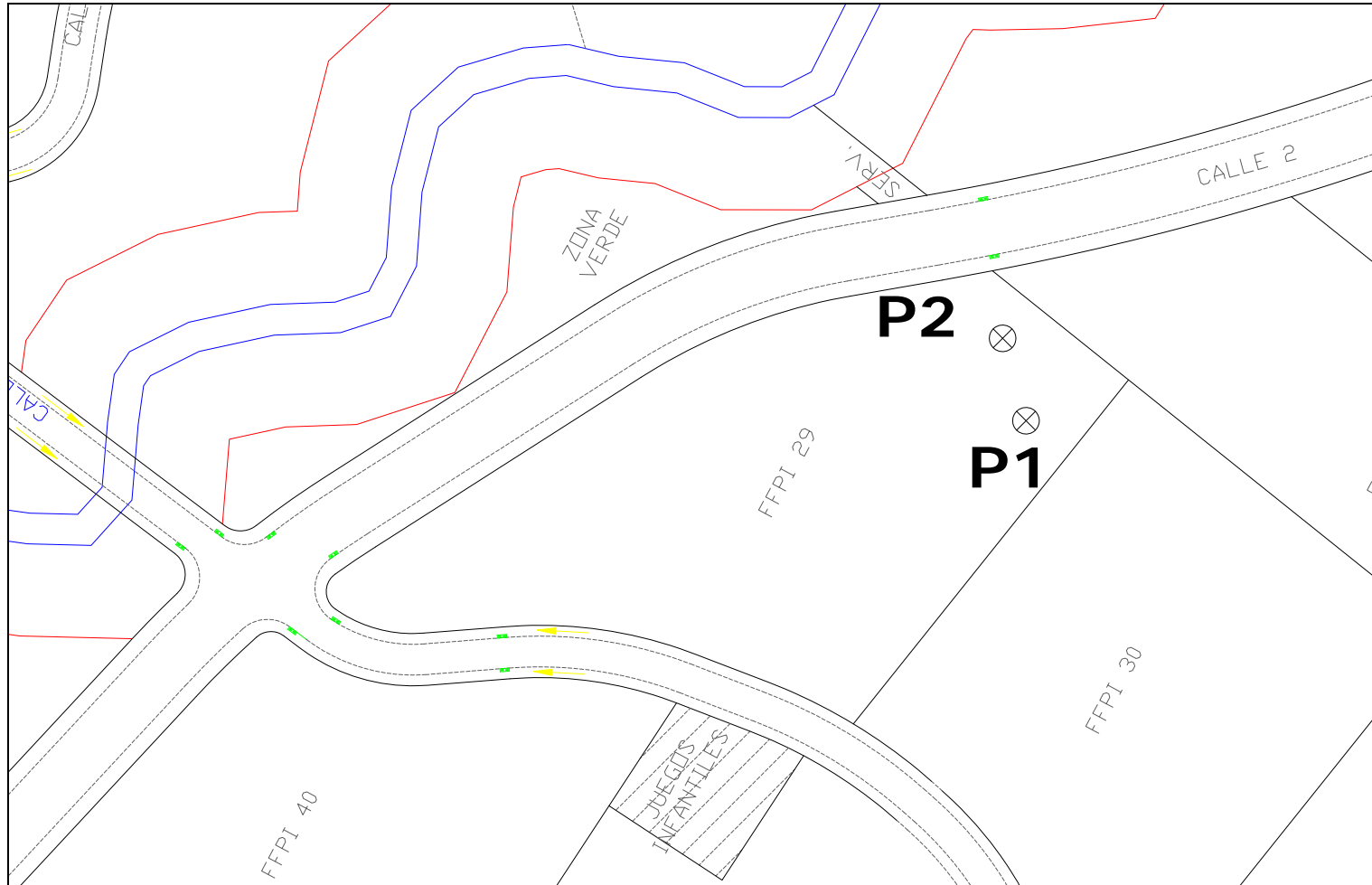
SIMBOLOGIA

L.L. = Límite líquido	Humedad = Humedad "in situ"	MI = Muestra inalterada
I.P. = Índice de plasticidad	C. = Cohesión (Compresión Inconfinada)	MNR = Muestra no recuperada
I.L. = Índice de liquidez	SPT = Muestra alterada recuperada con muestreador	Tr = Trépano
N.P. = No Plástico	S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	N = Número de golpes cada 30,5cm
Peso Unitario = Peso unitario "in situ"	% partículas < 75mm = Porcentaje de material que pasa la malla 200	

		REGISTRO DE SONDEO						Sondeo N°:	S-2																				
CFIA CC-06198		Proyecto: Hacienda Matapalo Vivienda						Fecha:	22 jun 11																				
Sistema de Perforación: Percusión, Norma ASTM D-1586-84		Ubicación: Matapalo de Aguirre, provincia de Puntarenas						Profundidad:	2,35 m																				
Perforador: Téc. Greivin Rojas								Ubicación (WGS-84)	Latitud: 9,32081 ° Longitud: -83,92812 ° Elevación: 42 msnm																				
								Número Informe:	INF-145-11																				
PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	DESCRIPCIÓN VISUAL	N° DE GOLPES S.P.T.							MUESTRAS	Propiedades del Suelo																		
			0	10	20	30	40	50	60		70	N	% partículas < 75µm	HUMEDAD (%)	LÍMITES DE ATTERBERG		I.L.	PESO UNITARIO (g/cm³)	COHESIÓN (kg/cm²)	CLASIFICACION S.U.C.S.									
	▼		Profund.																										
0,55	No se determinó en la profundidad explorada	Limos arcillosos café, posee algunas betas amarillentas, anaranjadas y negruzcas, además de partículas meteorizadas de hasta 4mm	0	10	20	30	40	50	60	70	4																		
1,45		Arena limosa café, posee partículas meteorizadas de hasta 8mm.	0	10	20	30	40	50	60	70	8	50,2	39,4	61,6	25,5	0,1				MH									
2,35		Fin del sondeo	Estrato de suelo muy rígido el cual no permitió el avance del equipo de perforación.																										
3,25											16																		
4,15											35																		
5,05											reb																		
5,95																													
6,85																													
7,75																													
8,65																													
9,55																													
10,45																													
OBSERVACIONES:																													
SIMBOLOGIA L.L. = Límite líquido I.P. = Índice de plasticidad I.L. = Índice de liquidez N.P. = No Plástico Peso Unitario = Peso unitario "in situ"										Humedad = Humedad "in situ" C. = Cohesión (Compresión Inconfinada) SPT = Muestra alterada recuperada con muestreador S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos % partículas < 75mm = Porcentaje de material que pasa la malla 200										MI = Muestra inalterada MNR = Muestra no recuperada Tr = Trépano N = Número de golpes cada 30,5cm									

ANEXO B

“UBICACIÓN DE LA EXPLORACION REALIZADA”



Ubicación de la exploración

ANEXO C
“IMAGENES”



Imágenes del terreno estudiado