



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE CUENCA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN, BAJO
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN ESTADO SATURADO MODELADO
EN SOFTWARE GEO5

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTORES: LORENA ISABEL VARGAS UCHUARI
DAVID ANDRÉS REY GONZÁLEZ

TUTOR: ING. ALFREDO VLADIMIR VÁZQUEZ ROURA, MSc.

Cuenca – Ecuador

2023

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Nosotros, Lorena Isabel Vargas Uchuari con documento de identificación N° 0105433700 y David Andrés Rey González con documento de identificación N° 1105811994; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 09 de mayo del 2023

Atentamente,



Lorena Isabel Vargas Uchuari
0105433700



David Andrés Rey González
1105811994

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Lorena Isabel Vargas Uchuari con documento de identificación N° 0105433700 y David Andrés Rey González con documento de identificación N° 1105811994, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto de investigación: “Diseño estructural de un muro de contención, bajo parámetros geotécnicos en estado saturado modelado en software Geo5”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 09 de mayo del 2023

Atentamente,



Lorena Isabel Vargas Uchuari
0105433700



David Andrés Rey González
1105811994

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Alfredo Vladimir Vázquez Roura con documento de identificación N° 0103464103, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN, BAJO PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN ESTADO SATURADO MODELADO EN SOFTWARE GEO5, realizado por Lorena Isabel Vargas Uchuari con documento de identificación N° 0105433700 y por David Andrés Rey González con documento de identificación N° 1105811994, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto de investigación que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 09 de mayo del 2023

Atentamente,



Alfredo Vladimir Vázquez Roura
0103464103

Este documento fue realizado enteramente en L^AT_EX

Dedicatoria

Le dedico el resultado de este proyecto a toda mi familia. Principalmente, a mis padres Darwin Rey y María González, quienes nunca dejaron de creer y confiar en mí, quienes me brindaron paciencia, amor y gran parte de su vida para poder hacer este sueño realidad. Así mismo se le dedico a mis abuelitos Rosa Granda, Nieves Sarmiento y Hernan Rey, a quienes por fortuna tengo la dicha de tenerlos a mi lado y poder compartir este logro de mi vida junto a ellos. De igual forma le dedico a mis hermanos Darwin, Mario y Karen, a mi tía Mireya Rey, quienes siempre han estado de manera incondicional ante cualquier adversidad que se me han presentado en el camino. Es por ello por lo que doy este trabajo en honor a todos ellos, por su amor, esfuerzo y sacrificio. David Andrés Rey González

Dedicatoria

Le dedico el resultado de este proyecto a toda mi familia. Principalmente, a mis padres René Vargas y Marcia Uchuari, quienes confiaron en mí, en mi capacidad, me brindaron paciencia y parte de su vida para que pueda lograr este sueño de ser un profesional, sin todo lo que ellos han sacrificado por mí no habría podido superar todas las adversidades y alcanzar esta meta. Así mismo se le dedico a mi abuelito Víctor Vargas sé que, aunque no está presente de cuerpo, siempre está acompañándome y cuidando de mi desde el cielo, a mi abuelita Carmen Maldonado que confío en mí y nunca dejo de alentarme en cada momento. De igual forma le dedico a mi hermana Diana Vargas quien me brindo protección, cuidado en la ciudad de Cuenca y a mi sobrina Anthonella Vargas quien ha sido mi alegría y mi inspiración para salir adelante. Es por ello por lo que doy este trabajo en honor a ellos mis padres, hermana, sobrina y abuelitos, por su amor, paciencia, sacrificio y esfuerzo.

Lorena Isabel Vargas Uchuari

Agradecimientos

Primeramente, a Dios por no haberme dejado caer en ninguno de los obstáculos que se presentaron, por darme las fuerzas necesarias para continuar con este proyecto de investigación, a mis padres por haberme obsequiado este regalo como es el estudio, quienes estoy seguro que estarán orgullosos de mis resultados.

A nuestro tutor Ing. Alfredo Vázquez por su asesoría y disposición de tiempo, quien con sus conocimientos y apoyo nos guio durante cada una de las etapas de este proyecto de titulación.

David Andrés Rey González.

Agradecimientos

Primeramente, a Dios por no haberme dejado caer en ninguno de los obstáculos que se presentaron, por darme las fuerzas necesarias para continuar con este proyecto de investigación, a mis padres por haberme obsequiado este regalo como es el estudio, y que ahora vean el resultado de cada uno de los días transcurridos dentro de las aulas, que hace varios años solo se veía como un sueño pero que ahora es una de las metas que se ha culminado y que sé que vendrán más en un futuro.

A nuestro tutor Ing. Alfredo Vázquez por su asesoría y disposición de tiempo, quien con sus conocimientos y apoyo nos guio durante cada una de las etapas de este proyecto de titulación.

Lorena Isabel Vargas Uchuari

Resumen

Para atender la estabilidad de un muro de contención, se realizará la evaluación y diseño del elemento estructural a partir del dimensionamiento y consideración de los parámetros geotécnicos como el ángulo de fricción, peso específico del suelo, cohesión, entre otros. El objetivo del presente trabajo de titulación consiste en desarrollar un diseño estructural para un muro de contención en condiciones geotécnicas de saturación, utilizando el software GEO5. La metodología propuesta comprende seis etapas secuenciales:

La primera etapa se enfoca en seleccionar la litología óptima para el diseño del muro de contención, considerando las características geotécnicas del suelo local.

En la segunda etapa, se efectúa la modelación del muro de contención empleando el software GEO5, que permite simular distintos tipos de muros de contención.

La tercera etapa aborda el cálculo de la presión activa de tierras, utilizando la teoría de Coulomb. Esta teoría considera la fricción existente entre el suelo y la estructura del muro de contención.

En la cuarta etapa, se utiliza la teoría de Mazindrani (Rankine) para determinar la presión pasiva de la tierra, lo que permite calcular la fuerza de resistencia del suelo que se opone al empuje del muro.

La quinta etapa involucra el diseño sísmico del muro de contención utilizando la teoría de Mononabe-Okabe, la cual considera el efecto de las fuerzas sísmicas en la estructura del muro. Finalmente, en la sexta etapa se verifica el diseño del muro de contención según los requisitos técnicos y normativos establecidos por la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC NEC-SE-CM GEOTECNIA Y CIMENTACIONES (2014).

La metodología propuesta permitirá obtener un diseño eficiente y seguro para un muro de contención que cumpla con los criterios técnicos y normativos necesarios para su correcta construcción y uso, brindando una solución efectiva para la contención de tierras en zonas geotécnicamente complejas.

Palabras clave: muro, contención, Geo5.

Abstract

In order to address the stability of a retaining wall, the evaluation and design of the structural element will be carried out from the dimensioning and consideration of geotechnical parameters such as friction angle, soil specific gravity, cohesion, among others. The objective of this degree work is to develop a structural design for a retaining wall under saturation geotechnical conditions, using GEO5 software. The proposed methodology comprises six sequential stages:

The first stage focuses on selecting the optimum lithology for the design of the retaining wall, considering the geotechnical characteristics of the local soil.

In the second stage, the modeling of the retaining wall is performed using GEO5 software, which allows simulating different types of retaining walls.

The third stage deals with the calculation of the active earth pressure, using the Coulomb theory. This theory considers the friction between the soil and the retaining wall structure.

In the fourth stage, the Mazindrani (Rankine) theory is used to determine the passive earth pressure, which allows the calculation of the resisting force of the soil opposing the thrust of the wall.

The fifth stage involves the seismic design of the retaining wall using the Mononabe-Okabe theory, which considers the effect of seismic forces on the wall structure. Finally, the sixth stage verifies the design of the retaining wall according to the technical and regulatory requirements established by the NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC NEC-SE-CM GEOTECNIA Y CIMENTACIONES (2014).

The proposed methodology will allow obtaining an efficient and safe design for a retaining wall that meets the technical and regulatory criteria necessary for its correct construction and use, providing an effective solution for earth containment in geotechnically complex areas.

Keywords: wall, retaining, Geo5.

Índice

1. Título del trabajo de titulación	1
2. Glosario	1
3. Problema de estudio	2
3.1. Antecedentes	2
3.2. Descripción del problema	2
3.3. Importancia y alcances	2
3.4. Delimitación	3
3.4.1. Espacial o geográfica	3
3.4.2. Temporal	3
3.4.3. Sectorial o institucional	3
4. Justificación	4
5. Objetivos	5
5.1. Objetivo General	5
5.2. Objetivos Específicos	5
6. Hipótesis	5
6.1. Hipótesis General	5
6.2. Hipótesis Específicas	5
7. Marco Teórico	6
8. Desarrollo	23
8.1. Litología de la masa de suelo	23
8.2. Marco Normativo	27
8.3. Consideraciones de diseño adicionales	29
8.4. Predimensionamiento	30
8.5. Material de Relleno	34
8.6. Verificación de estabilidad del muro propuesto	42
8.7. Cuantía Mínima de Acero	48
8.8. Diseño de Sistema de Drenaje	50

9. Propuesta de solución	55
10. Metodología	55
10.1. Metodología de la Investigación	55
10.2. Metodología del proceso	56
11. Cronograma y actividades	56
12. Conclusiones:	58
ANEXOS	61
Anexo A: Matriz de Consistencia Lógica	61

Lista de Tablas

- 1. Parámetros geotécnicos de la litología seleccionada. 27
- 2. Parámetros geotécnicos para el diseño del muro de contención 31

Lista de Figuras

1.	Ubicación del área de estudio	3
2.	Presión activa de Coulomb	13
3.	Presión pasiva de Coulomb	15
4.	Falla de muro por vuelco	17
5.	Falla de muro por deslizamiento	18
6.	Revisión de falla por capacidad de carga	19
7.	Litología según Geofísica por Sísmica de Refracción	24
8.	Litología según sondeo directo SPT	24
9.	Parámetros de resistencia al corte de una arcilla de mediana plasticidad CL .	25
10.	Parámetros de resistencia al corte de un limo de mediana plasticidad ML . .	26
11.	Parámetros de resistencia al corte de un Limo Arenoso MS	26
12.	Factores de seguridad mínimos según NEC-SE-CM	28
13.	Factores de seguridad mínimos NEC-SE-CM	28
14.	Normativas y Factores de seguridad de diseño Geo5.	29
15.	Material de Relleno para el diseño del muro.	30
16.	Dimensiones del muro.	31
17.	Geometría del muro de contención propuesto	32
18.	Material del muro de contención propuesto	33
19.	Masa de suelo de interés	34
20.	Material de Relleno Granular.	35
21.	Parámetros geotécnicos de material de relleno granular.	35
22.	Inclinación del terreno para el trasdós del muro	36
23.	Nivel Freático en masa de suelo de interés	37
24.	Sobrecarga	38
25.	Sobrecarga	39
26.	Resistencia del Suelo para el diseño de muro	40
27.	Tipo de perfil del subsuelo	41
28.	Condición sísmica para muro propuesto	42
29.	Verificación por vuelco	43
30.	Verificación por vuelco y por deslizamiento del muro propuesto	44
31.	Verificación por excentricidad	45
32.	Verificación por capacidad de carga	46
33.	Estratos de suelo para análisis de estabilidad general del muro propuesto . .	47

34.	Verificación por estabilidad general	48
35.	Cuantía mínima de acerol	49
36.	Cálculo de Caudal en el área de interésl	51
37.	Resultados de diámetro de tubería para el sistema de drenaje mediante software HCANALES 3.1.1	51
38.	Especificaciones Técnicas geotextil	53
39.	Diseño del Sistema de Drenaje	54
40.	Cronograma de Actividades	57
41.	Matriz de consistencia lógica	62

1. Título del trabajo de titulación

Diseño estructural de un muro de contención, bajo parámetros geotécnicos en estado saturado modelado en software GEO5.

2. Glosario

Muro	Un muro de contención es un elemento estructural empleado para retener tierras o materiales granulares y resistir las presiones laterales que estos ejercen. (Crespo Villalaz, 2011)
GEO5	Es un software de análisis y diseño geotécnico utilizado para el cálculo y diseño de estructuras de ingeniería civil, tales como cimentaciones, muros de contención, pilotes, taludes, entre otros. (Fine Software, 2021)
Cohesión	La cohesión del suelo se refiere a la fuerza interna de atracción entre las partículas del suelo que actúa para mantener unidas a las partículas del suelo en masa. La cohesión es una propiedad de los suelos finos, como arcillas y limos, que se da como resultado de las fuerzas electroquímicas entre las partículas de suelo.(Das, Sobhan, 2019)
Peso Específico	El peso específico de un suelo se define como el peso de la unidad de volumen del suelo, es una propiedad fundamental de los suelos, que se utiliza para describir su densidad o compacidad.(Lalanne, 2015).
Estado Saturado	Se considera que un suelo se encuentra en estado saturado cuando todos los espacios porosos dentro del suelo están completamente llenos de agua. Es decir, la presión hidrostática del agua en los poros del suelo puede tener un efecto significativo en la estabilidad y la capacidad de carga del suelo. (Das, B. M., 2016)

3. Problema de estudio

3.1. Antecedentes

Como antecedentes, existen trabajos de grado y de postgrado que analizan las causas de muros fallados e indican que la saturación del suelo ha generado problemas importantes en la estabilidad de los muros de contención.

3.2. Descripción del problema

Dado que la falla más común en muros de contención es causada por cambios en los parámetros geotécnicos de la masa de suelo considerada, es importante poder analizar dicha variabilidad para proponer un diseño estructural óptimo del elemento. En este sentido, en el presente trabajo de titulación, se analizará dichos parámetros cuando la masa de suelo se encuentre saturada, lo cual modifica el valor de la presión de tierra ejercida debido al cambio de la presión hidrostática, por lo tanto, el muro obedece a otro diseño.

Para cumplir con dicho objetivo, se analizará una masa de suelo con cuya litología se encuentre saturada, es decir, los parámetros de resistencia al corte indispensables para el diseño del muro tales como: cohesión, ángulo de fricción interna y peso específico se considerarán en función de dicha saturación. Cabe mencionar que, en el presente trabajo de titulación, se analizará dichos parámetros obtenidos de la base de datos del software Geo5 para poder estructurar la litología con la que se pretende diseñar el elemento estructural.

3.3. Importancia y alcances

- Es necesaria la evaluación de los parámetros geotécnicos de una masa de suelo saturada para establecer un diseño que se adapte a las condiciones de interperie de un muro de contención.
- Dada la sismicidad alta en Ecuador, es importante considerar teorías sísmicas como la de Mononobe-Okabe que se incluyan en el cálculo de presión lateral de tierra.
- Atender una masa de suelo en condiciones saturadas es importante para toda obra de ingeniería civil ya sea de construcción o de mitigación.

3.4. Delimitación

3.4.1. Espacial o geográfica

La cuenca de Loja, en donde se asienta la ciudad de Loja, está geográficamente ubicada en los paralelos 3°50' y 5° de Latitud Sur.

En específico, la zona de estudio se encuentra ubicada en la en la parte Sur-Oeste; en el área urbana de la Ciudad de Loja; en la AV. Benjamín Carrión, Barrio La Tebaida, Parroquia San Sebastián, Cantón Loja, Provincia de Loja con coordenadas: 17UTM 9556171N, 688093E que se enmarcan en el siguiente mapa:

Figura 1

Ubicación del área de estudio



Nota: Elaboración propia, extraído de Google Earth Pro.

3.4.2. Temporal

El presente trabajo de titulación enfocado al diseño de un muro de contención bajo parámetros geotécnicos saturados, se desarrolló durante el periodo académico 62, es decir, durante los meses de Abril y Julio del 2023.

3.4.3. Sectorial o institucional

El trabajo de titulación correspondiente al diseño de un muro de contención bajo parámetros geotécnicos saturados, se encuentra directamente relacionado con la rama estructural y

geotécnica de la ingeniería civil.

¿Cómo estabilizar un muro de contención bajo condiciones geotécnicas saturadas?

4. Justificación

Según Braja (2012), El diseño óptimo de estructuras de retención supone estrictamente la determinación de la presión lateral de tierra, la cual se encuentra en función de los siguientes factores: a) el tipo de muro y la cantidad de su movimiento, b) los parámetros de resistencia cortante del suelo, c) el peso específico del suelo y d) el drenaje en el relleno, en este sentido, el presente trabajo de titulación considera los parámetros de resistencia al corte y peso específico del suelo en estado saturado, de tal manera que pueda diseñarse un elemento de contención capaz de retener la presión lateral considerada en esta masa de suelo (saturada).

Es de especial importancia para el Ingeniero, poder conocer los valores en estado saturado del suelo a retenerse previo al diseño estructural para de esta manera evitar posibles colapsos debido a estas condiciones.

5. Objetivos

5.1. Objetivo General

- Diseñar estructuralmente un muro de contención bajo condiciones geotécnicas saturadas de una masa de suelo.

5.2. Objetivos Específicos

- Modelar y diseñar en el software geo5 un muro de contención con litología saturada.
- Calcular los empujes laterales e hidrostáticos a los cuales estará sometido el muro de contención.
- Determinar en función del valor de presión lateral de tierras, el tipo de muro a diseñar para de esta manera establecer la cuantía mínima de acero de refuerzo necesaria para el diseño del muro.
- Diseñar un sistema de drenaje óptimo que nos permita proteger el muro de posibles daños por efecto del agua.

6. Hipótesis

6.1. Hipótesis General

- El diseño óptimo de un muro de contención bajo condiciones de suelo saturado.

6.2. Hipótesis Específicas

- Establecer los parámetros geotécnicos como: ángulo de fricción, cohesión y peso específico en función de una litología en estado de saturación.
- Se propondrá el diseño estructural de un muro de contención que considere las siguientes variables: diseño sísmico mediante la teoría de Mononobe - Okabe, presión activa mediante la teoría de Coulomb donde se considera la fricción estructura - suelo, y la presión pasiva mediante la teoría conservadora Rankine.

- Se evaluará el diseño propuesto bajo las condiciones saturadas de una masa de suelo para proponer además posibles variantes.

7. Marco Teórico

Rey (2022), en su tesis de postgrado analiza y rediseña un muro de contención deslizado en la escuela 'Lauro Damerval Ayora' de la Ciudad de Loja y determinó que la causa de dicho deslizamiento fue debida a un inexistente sistema de drenaje, que al estar saturado el trasdós del muro, produjo un incremento significativo en el valor de la presión intersticial y por ende, el valor de empuje de tierras fue diferente al valor con el que se lo diseñó inicialmente, como consecuencia, el muro falló puesto que fue insuficiente para resistir el incremento de empuje de tierra.

Haciendo referencia al tema de titulación, Camacho y Sánchez (2022), concluyen que un muro de contención colapsado en el cantón Mejía ubicado en la provincia de Pichincha, Ecuador, debe su causa a la tipología del muro, siendo la menos adecuada ante los parámetros presentados, debido a que estructuralmente el uso de mampostería no es el indicado para poder soportar el empuje del relleno sobre el muro de contención, adicionalmente indica que el elemento estructural colapsado no contaba con un sistema de drenaje, lo cual causó una infiltración y posterior del suelo.

Todos los muros deben obedecer un diseño estructural capaz de soportar la presión de la tierra que contienen, sin embargo, no siempre están previstos para resistir la presión del agua y la presión de la tierra, por lo tanto, todo tipo de muro de contención debe diseñarse incluyendo sistemas de drenaje, para evitar la acumulación de agua en el material de relleno, de lo contrario, se deberá realizar un diseño considerando los estados geotécnicos de saturación. (Peck et al, 2002).

Previo al desarrollo del presente trabajo de titulación, es importante considerar algunos conceptos teóricos que nos ayudaran a entender la importancia del tema abordado, tales como:

Muros de contención:

Es un elemento estructural utilizado para soportar y retener el suelo o materiales que se encuentran detrás de él, estos elementos estructurales se utilizan comúnmente en la construcción de edificios y carreteras, así como en la protección contra deslizamientos de tierra y erosión.

Estos muros pueden ser construidos de diferentes materiales, como concreto, mampostería,

acero o madera, y pueden tener diferentes formas y tamaños dependiendo de la finalidad con la que se vayan a construir. Es de suma importancia que estos elementos estructurales sean diseñados y contruidos óptimamente, para de esta manera asegurar su estabilidad y durabilidad a largo plazo, minimizando los riesgos de fallas o colapsos. (Das, B. M., 2017)

Estado Saturado de un Suelo:

Es una condición en la que los poros del suelo están completamente llenos de agua, de tal manera que el aire no puede fluir a través del material, es decir la presión del agua intersticial en el suelo es igual a la presión hidrostática en el agua adyacente, dando como resultado una tensión efectiva en el suelo igual a cero. (Das, B. M., 2017)

Esta condición se puede alcanzar en un suelo siempre y cuando la cantidad de agua en el suelo iguale a la capacidad máxima de retención de agua de los poros. Es importante mencionar que, en este estado, la densidad del suelo es máxima y la resistencia del suelo disminuye debido a la reducción de la fuerza de fricción entre las partículas del suelo.

Presión lateral de la Tierra:

Corresponde a la fuerza que ejerce el suelo sobre un elemento estructural de retención en dirección perpendicular a la superficie del muro, donde la presión lateral de la tierra se desarrolla debido al peso del suelo sobre una zona vertical de la estructura y se transmite a alrededor de la estructura como tal. (Das, B. M., 2017)

La presión lateral de la tierra es un parámetro muy importante que se debe considerar en el diseño de estructuras de retención para garantizar su estabilidad de acuerdo con las respectivas normas vigentes de construcción, por otro lado, la magnitud de presión lateral de la tierra depende de varios factores, como la altura de la estructura, el ángulo de fricción del suelo y la cohesión del suelo. Concluyendo que en cuanto mayor sea la esbeltez de la estructura, mayor será la presión lateral de la tierra.

Teoría de Rankine: La teoría de Rankine es una teoría clásica utilizada en el diseño y análisis de muros de contención en suelos cohesivos y no cohesivos, la cual asume que la falla se produce en forma de una cuña de suelo que se desliza hacia abajo desde el muro y calcula la presión lateral del suelo sobre el muro utilizando la hipótesis de que la presión lateral es hidrostática hasta alcanzar la superficie del terreno, para luego seguir una distribución lineal.

Esta teoría es muy útil en el diseño de elementos estructurales ya que permite estimar la presión lateral del suelo sobre el muro y determinar la máxima esbeltez del muro que puede ser soportada y admitida por el suelo, es importante resaltar que la teoría de Rankine no

tiene en cuenta algunos factores importantes como la variabilidad de la resistencia al corte del suelo y la interacción del suelo con respecto a la estructura, razón por la que debe ser analizada rigurosamente.(Das, B. M., 2017)

Teoría de Coulomb:

Según (Coduto, 2011), la Teoría de Coulomb asume que la falla se produce a lo largo de un plano inclinado con un ángulo específico de inclinación, llamado ángulo de fricción interna, y que la presión lateral del suelo sobre el muro tiene una distribución lineal.

En la teoría de Coulomb, se asume que el suelo se comporta como un material granular, y se considera la existencia de un plano de falla en ángulo con la horizontal, conocido como plano de falla de Coulomb.

Teoría de Mononobe-Okabe:

Es una teoría utilizada en el diseño y análisis de muros de contención en suelos cohesivos y no cohesivos sometidos a sismos, misma que se rige en la hipótesis de que la presión lateral del suelo sobre el muro durante un sismo es igual a la suma de la presión estática y la presión dinámica debidas al sismo, esta teoría permite estimar la presión lateral total del suelo sobre el muro y determinar la máxima altura del muro que puede ser soportada durante un sismo. (Das, B. M., 2017)

Vuelco:

Es un tipo de falla que puede darse en diferentes tipos de suelos y rocas, el mecanismo de falla puede ser provocado por diversos factores, como la debilidad del material del talud, la presencia de agua, la erosión, la sobrecarga, la excavación cercana, que debilitan la estabilidad del talud. (Sivakumar Babu, 2016)

Deslizamiento:

Según el artículo "Journal of Environmental Science and Technology", 2018, define el Deslizamiento Geotécnico como un proceso de falla en el que la masa de suelo o roca se mueve o desliza a lo largo de una superficie de falla, causando la pérdida de estabilidad del talud o la ladera, estos pueden ser causados por diversos factores, como la debilidad del material del suelo o roca, la presencia de agua, la sobrecarga, la erosión, el cambio de temperatura. También se destaca que los deslizamientos geotécnicos pueden tener efectos graves en la seguridad de las personas y en la infraestructura cercana, por lo que es importante realizar estudios geotécnicos para evaluar el riesgo de deslizamiento y tomar medidas preventivas y de

mitigación. (Akanni, 2018)

Asentamiento:

Es un proceso normal y esperado en la construcción de estructuras, pero debe ser controlado y monitoreado para evitar daños en la estructura, es decir esto ocurre cuando la carga de una estructura, como un edificio o un puente, se transfiere al suelo o roca subyacente. El asentamiento geotécnico se provoca por diferentes factores, como la consolidación del suelo, la carga de la estructura, la excavación cercana, la erosión, además se menciona que puede ser medido mediante instrumentos de monitoreo, como los inclinómetros y los extensómetros, que miden la deformación del suelo o roca. (Tang, 2020)

Falla por capacidad de carga:

Es un tipo de falla geotécnica que ocurre cuando la carga aplicada a una estructura, supera la capacidad de carga del suelo o roca subyacente. Existen diferentes factores por los que se puede dar la falla por capacidad de carga y estos son: la sobrecarga, la erosión, la excavación cercana, entre otros, cuando la carga aplicada supera a la capacidad del terreno pueden ocurrir deformaciones en el terreno como hundimientos, deslizamientos laterales y asentamientos, si la carga sigue aumentando el terreno está expuesto a un colapso. (Gao, 2021)

Presión lateral de la tierra:

Para diseñar estructuras de retención de manera adecuada es importante tener en cuenta la presión lateral de la tierra, la cual depende de varios factores, entre ellos: el tipo de muro y la cantidad de movimiento que tenga, los valores de resistencia cortante del suelo, el peso específico del suelo y, el drenaje que se tenga en el relleno. Esto fue señalado por Braja (2012).

Presión lateral en reposo de tierra:

Se puede considerar un muro vertical de altura H que retiene un suelo con un peso específico γ .

Si se aplica una carga uniformemente distribuida (q /área unitaria) a la superficie del terreno, para determinar la resistencia cortante del suelo se utiliza la siguiente expresión:

$$s = c' + \sigma, \tan \phi, \tag{1}$$

Donde:

c' : Cohesión

ϕ' : Ángulo de fricción efectivo

σ' : Esfuerzo normal efectivo

Según Braja (2012), el esfuerzo subsuperficial vertical en cualquier profundidad z debajo de la superficie del terreno puede expresarse mediante la siguiente expresión:

$$\sigma'_o = q + \gamma z \quad (2)$$

Si un muro se encuentra en reposo y no permite movimientos hacia ningún lado, ya sea alejándose del suelo o acercándose a él (lo que implica que no haya deformación horizontal), entonces la presión lateral en una profundidad z está dada por:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_o + u \quad (3)$$

Donde:

u : Presión de poro de agua

K_o : Coeficiente de presión en reposo de tierra

Para determinar la variación de la presión lateral de tierra en una profundidad z , se puede usar la ecuación (2), siempre y cuando se escoja correctamente el coeficiente de presión en reposo de tierra. Si no hay sobrecarga ($q=0$) ni presión de poros ($u=0$), el diagrama de presión será un triángulo y la fuerza total P_o puede ser encontrada según la expresión proporcionada por Braja (2012).

$$P_o = P_1 + P_2 = qK_o H + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_o \quad (4)$$

Donde:

P_1 : Área del rectángulo 1

P_2 : Área del triángulo 2

Según Braja (2012), para obtener la ubicación de la línea de acción de la fuerza resultante P_o , se deben considerar los momentos respecto al fondo del muro, con la siguiente formula:

$$z = \frac{P_1 \frac{H}{2} + P_2 \frac{H}{3}}{P_o} \quad (5)$$

Presión activa de tierra de Rankine:

Braja (2012) menciona, que si el desplazamiento del muro sigue aumentando, el círculo de Mohr tocará la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, que está dada por la ecuación:

$$s = c' + \sigma \tan \phi, \quad (6)$$

Braja (2012) explica que el círculo de Mohr mencionado representa la condición de falla en la masa de suelo. Esta condición, en la que el esfuerzo horizontal es igual a σ_h , se conoce como presión activa de Rankine. Debido a esto, las líneas de deslizamiento o planos de falla en la masa de suelo se formarán en ángulos de $\pm 45 + \frac{\Phi'}{2}$ con respecto a la horizontal.

La ecuación (7) enlaza los esfuerzos principales de los círculos oscilantes de Mohr, que se da la envolvente de falla de Mohr-Coulomb:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\Phi'}{2} \right) \quad (7)$$

Donde:

σ_1 : Esfuerzo principal mayor

σ'_0 : Valor del esfuerzo principal mayor

σ'_3 : Esfuerzo principal menor

σ'_a : Valor del esfuerzo principal menor

Las ecuaciones correspondientes son:

$$\sigma_1 = \sigma_0 \quad (8)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_a \quad (9)$$

Por lo tanto:

$$\sigma'_a = \sigma'_0 \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\Phi'}{2} \right) \quad (10)$$

$$\sigma_b = \sigma \phi K_o - 2c' \sqrt{K_a} \quad (11)$$

Donde obtenemos el coeficiente de presión activa según Rankine:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi'}{2} \right) \quad (12)$$

En $z = 0$, la presión activa es igual a $-2c' \sqrt{K_a}$. Esto establece que un esfuerzo de tensión disminuye con la profundidad y se hace cero a una profundidad de:

$$z = z'_c \quad (13)$$

$$\gamma z c K_a - 2c' \sqrt{K_a} = 0 \quad (14)$$

$$z = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (15)$$

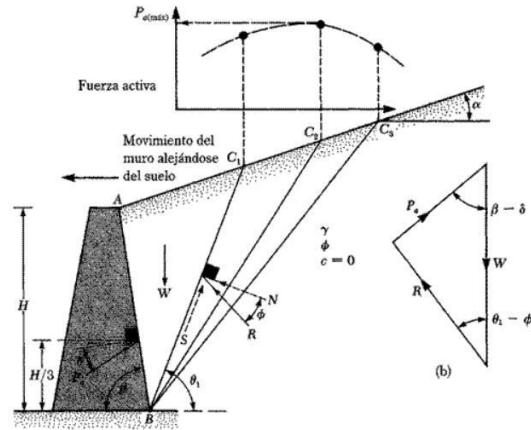
Presión activa de tierra de Coulomb:

En su teoría, Coulomb presentó un cálculo de la presión lateral ejercida por la tierra sobre un muro de retención relleno con suelo granular, considerando la fricción del propio muro.

La figura 2 ilustra un ejemplo de este tipo de muro, con una cara posterior inclinada a un ángulo en relación con la horizontal y un suelo granular de relleno con una pendiente en relación con la horizontal. (Braja, 2012).

Figura 2

Presión activa de Coulomb



Nota: Adaptado de Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (p.34), por Braja, 2012, Cengage Learning.

Braja, 2012, Explica que en presencia de presión activa, donde el muro se aleja de la masa de suelo hacia la izquierda (según se muestra en la Figura 2), Coulomb propuso que la superficie de falla en la masa de suelo sería un plano ($BC_1, BC_2\dots$), con ϕ como el ángulo de fricción entre el muro y el suelo. Las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla de suelo (por longitud unitaria a ángulos rectos en relación con la sección presentada) son:

- El peso de esta (W),
- La resultante R de las fuerzas cortantes normal y resistente sobre la superficie BC_1 , y la fuerza activa por longitud unitaria del muro, P_a . Tanto R como P_a estarán inclinadas en un ángulo Φ_i y δ_i respectivamente con relación a la normal trazada hasta BC_1 y la cara posterior del muro.
- La fuerza activa máxima, P_a , se expresa como la fuerza activa de Coulomb que se expresa:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (16)$$

Donde:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi_r)}{\sin^2(\beta) \sin(\beta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi_r + \delta) \sin(\phi_r - \delta)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \delta)} \right]} \quad (17)$$

K_a es el coeficiente de presión activa de tierra de Coulomb.

H es la altura del muro.

Para un diseño real de muros de retención, el valor del ángulo de fricción del muro δ , se asume que se encuentra entre $\frac{1}{2}\phi_r$ y $\frac{2}{3}\phi_r$.

Presión pasiva de tierra de Coulomb

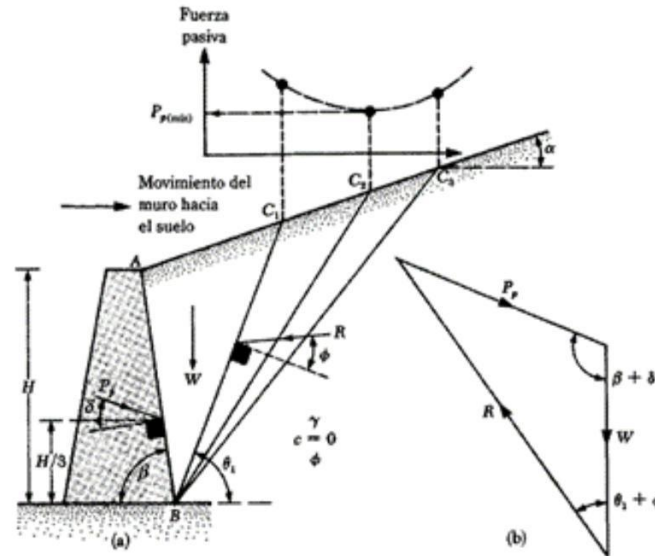
En su teoría Coulomb (1776) calculó la presión pasiva de la tierra (cuando el muro se mueve hacia la masa de suelo) al considerar la fricción entre el muro y el suelo (en muros con un ángulo de fricción δ) y la contención de un material granular de relleno. Según la teoría de Coulomb, la superficie de falla potencial en el suelo se asume que es un plano. (Braja, 2012).

En una cuña de prueba de suelo, como la ABC1 que se muestra en la Figura 3, se generan una serie de fuerzas por longitud unitaria del muro que actúan sobre la cuña, incluyendo

- El peso de esta (W2),
- La resultante de fuerzas normales y cortantes en el plano BC1 (R),
- La fuerza pasiva (Pp).

Figura 3

Presión pasiva de Coulomb



Nota: Nota: Adaptado de Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (p. 365), por Braja, 2012, Cengage Learning.

El valor de P_p puede ser determinado a partir del sistema de fuerzas descrito, ya que la magnitud de una de las fuerzas y la dirección de las tres fuerzas totales son conocidas (Braja, 2012).

En la Figura 3 se presenta la variación de los valores de P_p para distintas cuñas, y el valor mínimo registrado en el gráfico se conoce como la fuerza pasiva de Coulomb, la cual puede ser expresada matemáticamente:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (18)$$

Donde:

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2(\beta) \sin(\beta + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \infty)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\infty + \beta)} \right]} \quad (19)$$

La fuerza pasiva P_p resultante actúa a una distancia de $H/2$ desde la base del muro y está inclinada a un ángulo δ , respecto a la normal trazada en la cara posterior del muro (Braja, 2012).

Aplicación de las teorías de presión lateral de tierra al diseño:

En el caso de muros de gravedad, dos teorías pueden ser utilizadas: la de Rankine y la de Coulomb. Si se opta por utilizar la teoría de Coulomb para la presión activa, sólo se requiere considerar las fuerzas de P_a (de Coulomb) y el peso de la pared, W_c (Braja, 2012). En muros de contención convencionales, por lo general no hay un problema de nivel freático o de presión hidrostática. Sin embargo, es importante siempre proveer instalaciones de drenaje para el suelo retenido (Braja, 2012).

Estabilidad de muros de retención: Para asegurar la estabilidad de un muro de contención, se deben realizar las siguientes medidas (Braja, 2012):

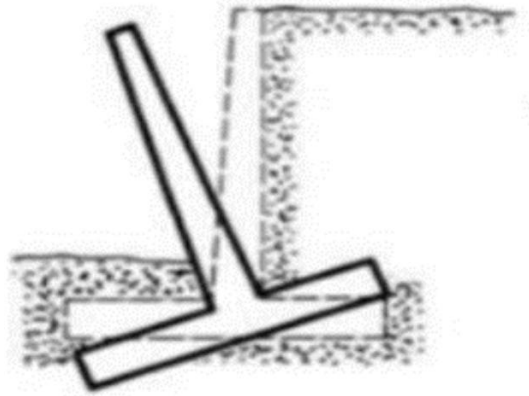
- Examinar que no haya peligro de vuelco sobre el ápice del muro,
- Examinar que no existan fallas de deslizamiento a lo largo de la base del muro,
- Examinar la capacidad de carga de la base del muro,
- Examinar si hay asentamiento presente.

Vuelco:

En situaciones donde la puntera muestre una acción intensa en el terreno, y si dicha acción sobrepasa la capacidad de resistencia del terreno en ese lugar, la puntera provocará un asentamiento del terreno y un posible vuelco del muro, tal como se observa en la Figura 4. Solucionar este problema podría implicar aumentar la superficie de asiento de la puntera, ya que esto reduciría la presión sobre el terreno (Barros, 2005).

Figura 4

Falla de muro por vuelco



Nota: Adaptado de Muros de contención (p. 13), por Barros, 2005, EDICIONES CEAC S.A.

Se puede establecer el factor de seguridad contra el volcamiento respecto a la puntera de un muro mediante la siguiente ecuación (Braja, 2012).

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (20)$$

Donde:

$\sum M_R$ es la suma de los momentos de las fuerzas que resisten al volcamiento del muro respecto al punto C.

$\sum M_O$ es la suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro respecto al punto C.

El momento de volcamiento es:

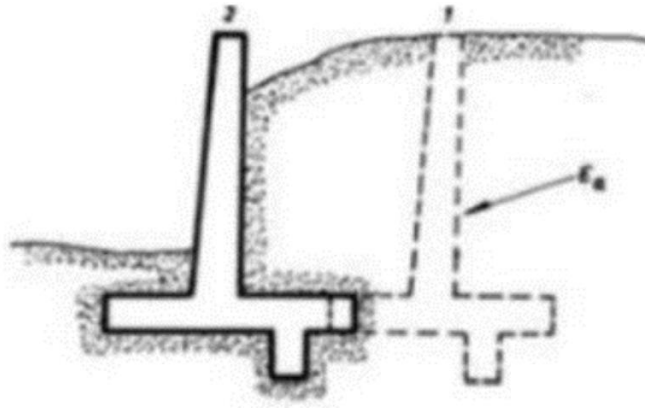
$$\sum M_O = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \quad (21)$$

Deslizamiento:

La ruptura del sistema de contención muro-suelo puede ocurrir si hay un movimiento del sistema causado por una fuerza que excede la fricción del suelo y la base del muro (ver Figura 5). La solución es mejorar la adherencia del muro al terreno mediante un aumento del tamaño de la base, el tacón o el grosor de la punta, o una combinación de estos cambios (Barros, 2005). Este problema también se conoce como el colapso del muro por vuelco (ver Figura 4).

Figura 5

Falla de muro por deslizamiento



Nota: Adaptado de Muros de contención (p. 13), por Barros, 2005, EDICIONES CEAC S.A.

El factor de seguridad para la falla de muro por deslizamiento se puede expresar mediante la siguiente relación (Braja, 2012).

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} \quad (22)$$

Donde:

F_R es la suma de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum F_d$ es la suma de las fuerzas horizontales de empuje.

\sum

Falla por capacidad de carga:

La capacidad de carga del suelo debe ser comprobada en relación a la presión ejercida en el suelo por la losa de base, como se ilustra en la Figura 6. Los valores de presión máxima y

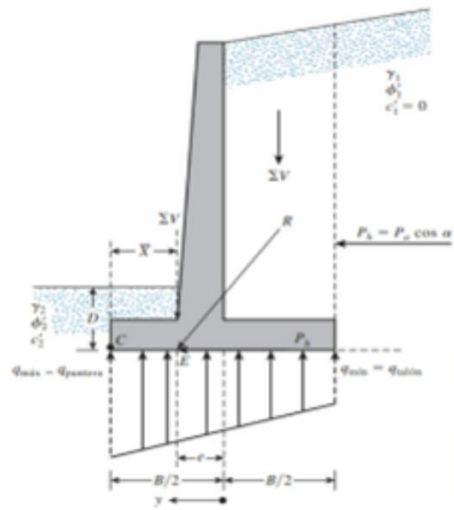
mínima en los extremos de la sección de la puntera y el talón se pueden determinar a través de q_{pie} y $q_{talón}$, respectivamente, cuyos cálculos se explican en detalle de la siguiente manera: Braja (2012).

$$q_{\max} = q_{\text{puntera}} = \frac{V}{\sqrt{B}} \left(1 + \frac{e}{\frac{B}{2}} \right) = \frac{V}{\sqrt{B}} \left(1 + \frac{e}{B} \right) \quad (23)$$

$$q_{\min} = q_{\text{talón}} = \frac{V}{\sqrt{B}} \left(1 - \frac{e}{B} \right) \quad (24)$$

Figura 6

Revisión de falla por capacidad de carga



Nota: Adaptado de Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (p. 388), por Braja, 2012, Cengage Learning.

La suma de fuerzas verticales (ΣV) considera el peso del suelo. Si en el análisis del diseño se encuentra que e es mayor que $\frac{B}{6}$, el diseño debe ser revisado y recalculado. La capacidad de carga última se establece mediante:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (25)$$

Donde:

$$q = \gamma_2 D \quad (26)$$

$$B' = B - 2e \quad (27)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1}{N_c} \frac{F_{qd}}{\tan \phi} \quad (28)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 - \frac{(1 - \sin^2 \phi'_2)^2 D}{B'} \quad (29)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (30)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^0}{90^\circ} \right) \quad (31)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^0}{\phi'_2} \right)^2 \quad (32)$$

$$\psi^0 = \tan^{-1} \frac{a \cos \alpha}{P - \infty} \quad (33)$$

Finalmente se determina el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga;

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\max}} \quad (34)$$

Asentamiento:

El asentamiento es un fenómeno que ocurre cuando una estructura se apoya sobre el suelo y carga su peso. El peso se transfiere al suelo a través de las cimentaciones y esta carga hace que las partículas de suelo se compriman, lo que a su vez reduce el volumen del suelo y provoca el hundimiento de la estructura. La estructura de una construcción puede experimentar un asentamiento de hasta 20 cm en un periodo de 25 años según la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC-NEC-SE-CM GEOTECNIA Y CIMENTACIONES (2014), por lo tanto, al diseñar muros y otras estructuras, es necesario tomar en cuenta este aspecto y asegurarse de que se ajusten a estas especificaciones.

Fallo por deslizamiento profundo del suelo en el que se encuentra el muro:

El fallo por deslizamiento profundo del suelo es un problema geotécnico que puede afectar la estabilidad de muros de contención u otras estructuras que se apoyan en un terreno. Este tipo de fallo ocurre cuando una masa de suelo falla en profundidad, moviéndose en un plano horizontal a lo largo de una zona de debilidad o falla en el subsuelo.

Esto puede provocar que la estructura se desplace o se incline de manera peligrosa. El fallo por deslizamiento profundo de un muro puede ocurrir debido a una evaluación errónea de la resistencia del terreno sobre el que se encuentra. A menudo, se considera que la resistencia del terreno es uniforme en toda su profundidad, pero la realidad es que la resistencia puede variar a lo largo del terreno. Por ejemplo, puede haber una resistencia adecuada a una determinada profundidad, pero a sólo un metro más bajo, la resistencia puede disminuir. Es importante tener en cuenta estos factores al evaluar la estabilidad de una estructura y llevar a cabo una auscultación adecuada del terreno. Como regla general, siempre debe considerarse un fallo por deslizamiento profundo si, al profundizar 1.5 veces la altura del muro, se encuentra una capa más débil de la que se encuentra en el cimiento. Esto se debe a que la debilidad encontrada a esa profundidad puede tener un impacto significativo en la estabilidad general de la estructura (Barros,2005).

Escorrentía:

La escorrentía es el resultado del exceso de agua que no puede ser absorbido por el suelo y fluye por la superficie del terreno, llevando contaminantes y provocando la erosión del suelo. Normalmente se produce después de un evento de lluvia que satura el suelo, y el agua que no puede ser absorbida corre libremente por las estructuras. Este flujo excesivo puede llevar consigo contaminantes y otros materiales dañinos, especialmente a lo largo de superficies urbanizadas donde la cantidad de superficies impermeables impide que el agua sea absorbida por el suelo. Este proceso también puede provocar la erosión del suelo y su degradación con el tiempo (Espinoza y Bravo, 2021).

Tipos de Escorrentía:

La definición que proporcionamos anteriormente clasifica la escorrentía en tres categorías distintas las cuales son: escorrentía superficial o directa, escorrentía hipodérmica o subsuperficial y por último la escorrentía subterránea (Espinoza y Bravo, 2021).

Escorrentía Superficial o Directa:

Según Espinoza y Bravo (2021), la escorrentía superficial o directa se define como el flujo de agua que se mueve sobre la superficie del terreno o las estructuras en lugar de infiltrarse en el suelo. Esto puede ser causado por diversas razones, como la densidad del suelo, la pendiente o inclinación del terreno, la intensidad de la lluvia, entre otros factores. Este tipo de escorrentía se refiere a la precipitación que no se acumula en las depresiones del suelo y evita la evaporación y la transpiración.

Escorrentía Hipodérmica o Subsuperficial:

(Espinoza y Bravo,2021), la escorrentía hipodérmica o subsuperficial se refiere al flujo de agua de lluvia o fuente superficial a través de la capa subsuperficial del suelo, que es la zona donde la infiltración de agua se reduce significativamente. En otras palabras, este tipo de escorrentía es el resultado de la acumulación de agua en la zona subsuperficial del suelo debido a la saturación de la zona superficial del suelo. Esta agua puede surgir repentinamente en la superficie del terreno como manantiales o alimentar microsurcos que la transportan hacia la red de drenaje.

Escorrentía Subterránea:

La escorrentía subterránea se define como el movimiento del agua subterránea en dirección horizontal o vertical en acuíferos, capas permeables y sistemas naturales de filtración. La escorrentía subterránea puede ser causada por diferentes factores, como la lluvia, la saturación del suelo y el drenaje artificial. Por otro lado, la escorrentía superficial se mueve más rápidamente que la subterránea, mientras que esta última tiene una velocidad de movimiento mucho más lenta, del orden de metros por hora, (Espinoza y Bravo,2021).

Sistema de drenaje:

El sistema de drenaje para muros de contención, basado en parámetros geotécnicos, desempeña un papel fundamental al controlar las presiones hidrostáticas y las filtraciones de agua detrás del muro. Este sistema está compuesto por diversos elementos que trabajan en conjunto para lograr un equilibrio hidrostático y controlar el agua de manera efectiva.

- El drenaje de respaldo implica la instalación de tuberías perforadas o geocompuestos drenantes en la zona detrás del muro, permitiendo la evacuación del agua acumulada y

reduciendo las presiones hidrostáticas. El drenaje de coronación consiste en la colocación de tuberías o canales en la parte superior del muro para captar y desviar el agua de lluvia que pueda caer sobre él,

- Los drenes horizontales se ubican en las juntas horizontales del muro, generalmente en la base, y permiten la salida del agua acumulada en el núcleo del muro y en las zonas de contacto con el terreno circundante. Por otro lado, los drenes verticales son perforaciones o tuberías verticales instaladas en el muro para captar y conducir el agua infiltrada hacia el sistema de drenaje,

- El uso de este sistema de drenaje contribuye a mantener la estabilidad del muro de contención y prevenir problemas relacionados con la presión del agua y las filtraciones, es importante considerar las condiciones geotécnicas del sitio y adaptar el sistema de drenaje según sea necesario,

- Drenaje de coronación: Se trata de un drenaje ubicado en la parte superior del muro de contención. Su función es captar el agua superficial, como la proveniente de la lluvia, evitando que se filtre hacia el interior del muro. Puede constar de canales o tuberías que dirigen el agua hacia los drenes de salida,

- Es importante tener en cuenta que el diseño y la configuración del sistema de drenaje para un muro de contención dependen de diversos factores, como las características del suelo, las condiciones hidrológicas y las cargas a las que estará sometido el muro,

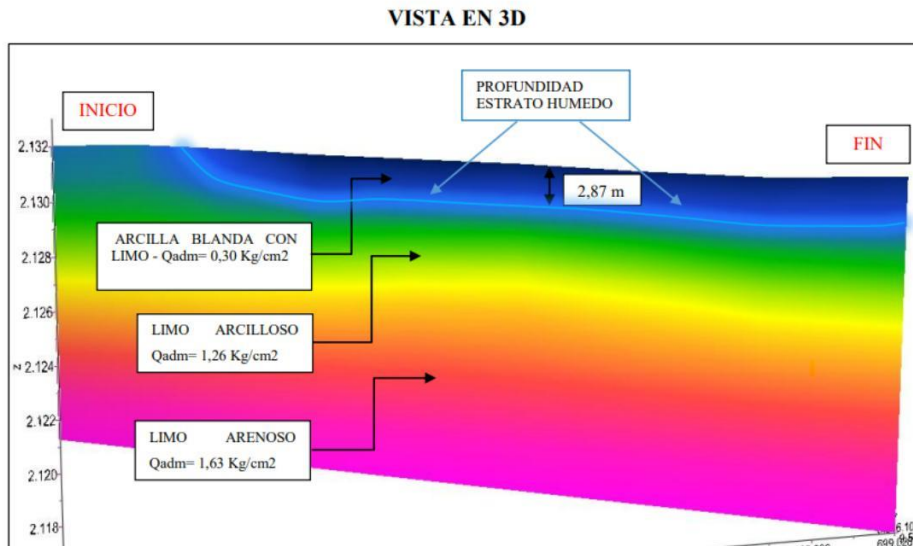
8. Desarrollo

8.1. Litología de la masa de suelo

Para el diseño del muro de contención objeto del presente trabajo de titulación, se inicia seleccionando la litología de la masa del suelo que permita evaluar al elemento de contención bajo parámetros geotécnicos saturados. En este sentido, se muestra en la Figura 7 la litología a utilizar obtenida mediante geofísica por sísmica de refracción y mediante sondeo directo SPT (Ver figura 8) de una masa de suelo en condiciones saturadas.

Figura 7

Litología según Geofísica por Sísmica de Refracción



Nota: Se puede apreciar la litología según Geofísica por Sísmica de Refracción, a partir de la cual se realizará el diseño del muro.

Figura 8

Litología según sondeo directo SPT

REGISTRO DE SONDEOS																												
Prof. (m)	Descripción del Suelo	Porcentaje de Humedad			Grava	Arena	Finos	Límites Atterberg			AASTHO	SUCS	Color Suelo	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)														
		%	30	35				40	LL	LP				IP	0	5	10	15	20	25	30	35						
0.00													15	30	45	N _{total}												
1.00		35.91																										
2.00	ARCILLA MEDIA PLASTICIDAD ARENOSA	35.91										CL	3	3	3	6												
3.00		35.91											5	6	6	12												
4.00		33.35											9	9	9	18												
5.00	LIMO DE BAJA PLASTICIDAD ARENOSA	33.35										A-4	ML	12	12	15	27											
6.00		33.35											15	15	16	31												

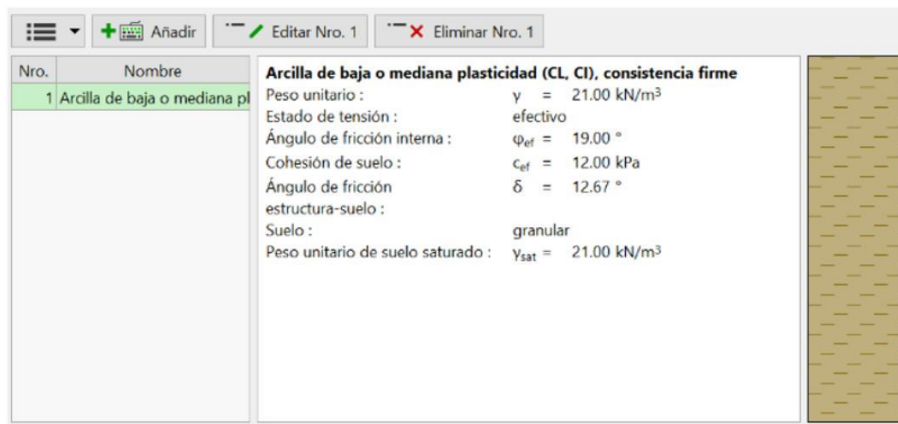
Nota: Se puede apreciar la litología según sondeo directo SPT, a partir de la cual se realizará el diseño del muro.

Dada la litología propuesta para el análisis y diseño estructural del muro en mención, se obtienen los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño del muro en el software Geo5, los cuales se indican en las figuras 9,10 y 11.

En la Figura 9 se indican los parámetros de resistencia al corte: cohesión, ángulo de fricción interna; y el peso específico bajo condiciones efectivas correspondientes a la Arcilla de mediana plasticidad CL.

Figura 9

Parámetros de resistencia al corte de una arcilla de mediana plasticidad CL



Nota: Los valores de los parámetros de resistencia al corte de una arcilla de mediana plasticidad son dados por la base de datos del software Geo5.


En la Figura 11 se indican los parámetros de resistencia al corte: cohesión, ángulo de fricción interna; y el peso específico bajo condiciones efectivas correspondientes a un limo de mediana plasticidad ML.

Figura 10

Parámetros de resistencia al corte de un limo de mediana plasticidad ML

Nro.	Nombre	
1	Arcilla de baja o mediana pl	
2	Limo de baja o mediana pla	

Limo de baja o mediana plasticidad (ML, MI), consistencia firme	
Peso unitario :	$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensión :	efectivo
Ángulo de fricción interna :	$\phi_{ef} = 21.00^\circ$
Cohesión de suelo :	$c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo :	$\delta = 14.00^\circ$
Suelo :	granular
Peso unitario de suelo saturado :	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$



Nota: Los valores de los parámetros de resistencia al corte de un limo de mediana plasticidad ML son dados por la base de datos del software Geo5.


En la Figura 9 se indican los parámetros de resistencia al corte: cohesión, ángulo de fricción interna; y el peso específico bajo condiciones efectivas correspondientes a un Limo Arenoso MS.

Figura 11

Parámetros de resistencia al corte de un Limo Arenoso MS.

Nro.	Nombre	
1	Arcilla de baja o mediana pl	
2	Limo de baja o mediana pla	
3	Limo arenoso (MS), consist	

Limo arenoso (MS), consistencia firme	
Peso unitario :	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Estado de tensión :	efectivo
Ángulo de fricción interna :	$\phi_{ef} = 26.50^\circ$
Cohesión de suelo :	$c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo :	$\delta = 14.00^\circ$
Suelo :	granular
Peso unitario de suelo saturado :	$\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$



Nota: Los valores de los parámetros de resistencia al corte de un Limo Arenoso MS son dados por la base de datos del software Geo5.

La tabla 1, indica un resumen de los parámetros geotécnicos de la litología seleccionada para el análisis y diseño del muro de contención, obtenidos del software Geo5, con la litología antes descrita.

Tabla 1

Parámetros geotécnicos de la litología seleccionada.

Clasificación SUCS	$\gamma(KN/m^3)$	ϕ grados	c kPa
Arcilla de mediana plasticidad CL	21	19	12
Limo de mediana plasticidad ML	20	21	12
Limo Arenoso MS	18	26.50	12

Nota: La presente tabla indica un resumen de los parámetros geotécnicos de la litología seleccionada para el análisis y diseño del muro de contención.

8.2. Marco Normativo

El diseño del elemento de contención se lo realiza en apego a la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC-SE-CM GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES, la cual establece los factores de seguridad para la evaluación de estabilidad: vuelco, deslizamiento; asentamiento y capacidad portante.

Para el análisis sísmico, se toman en cuenta las consideraciones que indica la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC-SE-DS CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE.

De las figuras 12 y 13, se han obtenido los valores de factores de seguridad correspondientes a deslizamiento, volcamiento y capacidad portante.

Figura 12

Factores de seguridad mínimos según NEC-SE-CM

CONDICIÓN	CONSTRUCCIÓN	ESTÁTICO	SISMO	PSEUDO ESTÁTICO
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de:				
Momento Resistente/Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad Portante	Ver Tabla 6			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00

Nota: En esta tabla se muestran los valores de factores de seguridad mínimos según NEC-SE-CM.

Figura 13

Factores de seguridad mínimos NEC-SE-CM

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Nota: En esta tabla se muestran los valores de factores de seguridad mínimos según NEC-SE-CM.

En la figura 11, se indica la configuración de entrada en el software Geo5 para el modelamiento y diseño del muro objeto de estudio.

Figura 14

Normativas y Factores de seguridad de diseño Geo5.

Editar la configuración actual : Muro de gravedad

Materiales y estándares | **Análisis de muro** | Anclajes

Metodología de verificación : Factores de seguridad (ASD) ▼

Cálculo de la presión activa de la tierra : Coulomb ▼

Cálculo de la presión pasiva de la tierra : Mazindrani (Rankine) ▼

Análisis sísmico : Mononobe-Okabe ▼

Forma de la cuña de la tierra : Considerar siempre vertical ▼

Excentricidad permitida : 0.167 [-]

Parámetros de reducción de contacto base-suelo

Situación de diseño permanente | **Situación de diseño transitoria** | Situación de diseño accidental | Situación de diseño sísmico

Factores de seguridad

Frente al vuelco : $SF_o =$ 3.00 [-]

Para resistencia al deslizamiento : $SF_s =$ 1.60 [-]

Para capacidad portante : $SF_b =$ 3.00 [-]

Nota: Entrada de datos en el software Geo5 bajo las normativas y factores de seguridad de diseño correspondientes.

8.3. Consideraciones de diseño adicionales

El muro se modela y diseña en el software Geo5, para lo cual se tiene en cuenta las siguientes consideraciones:

Se evaluó el elemento para la condición de empuje activo de tierras según la teoría de Coulomb la cual considera además, la fricción de la estructura/suelo.

El cálculo de la presión pasiva de tierra se lo realiza mediante la teoría de Mazindrani (Rankine), la cual no considera la fricción de la estructura/suelo.

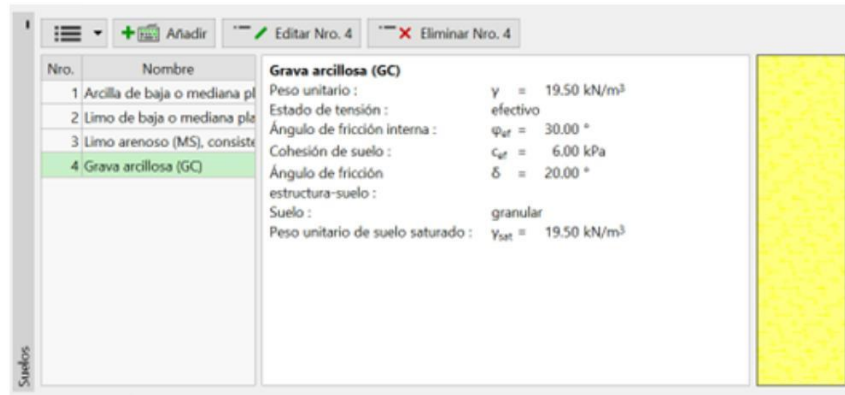
Para el análisis sísmico se lo realiza mediante la teoría de Mononobe-Okabe para lo cual se determina el valor del factor de aceleración horizontal de acuerdo a lo establecido en la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC-SE-CM GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES.

8.4. Predimensionamiento

Dado que en el ensayo de sísmica de refracción se muestra una saturación importante a una profundidad de 2.87 metros correspondiente al estrato de arcilla de mediana plasticidad, se decide tomar como suelo de cimentación al Limo Arcilloso ML. Para el material de relleno es decir el trasdós, es necesario realizarlo con un material granular correspondiente a Grava Arcillosa GC como se indica en la Figura 10.

Figura 15

Material de Relleno para el diseño del muro.



Nota: Material de relleno para el muro a diseñar Grava arcillosa GC (Geo5).

La tabla 2 indica los estratos correspondientes para el suelo de cimentación y del material de relleno del muro objeto de estudio con sus correspondientes parámetros geotécnicos.

Tabla 2

Parámetros geotécnicos para el diseño del muro de contención.

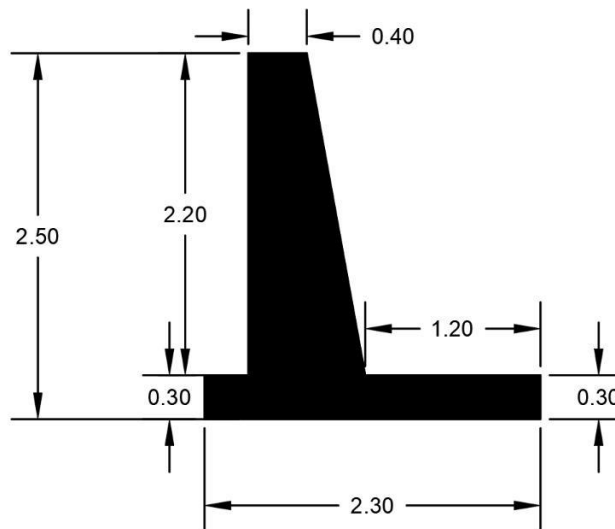
Clasificación SUCS	$\gamma(KN/m^3)$	ϕ grados	c kPa
Grava Arcillosa GC (Material de Relleno)	19.50	30	6
Limo de mediana plasticidad MI (Material de Cimentación)	21	19	12

Nota: La presente tabla indica un resumen de los parámetros geotécnicos para el diseño del muro de contención obtenidos de la base de datos del software Geo5.

La figura 16, muestra el predimensionamiento propuesto, para la revisión de las secciones de prueba por estabilidad, ajustándose a las proporciones generales usadas para revisiones generales.

Figura 16

Dimensiones del muro.



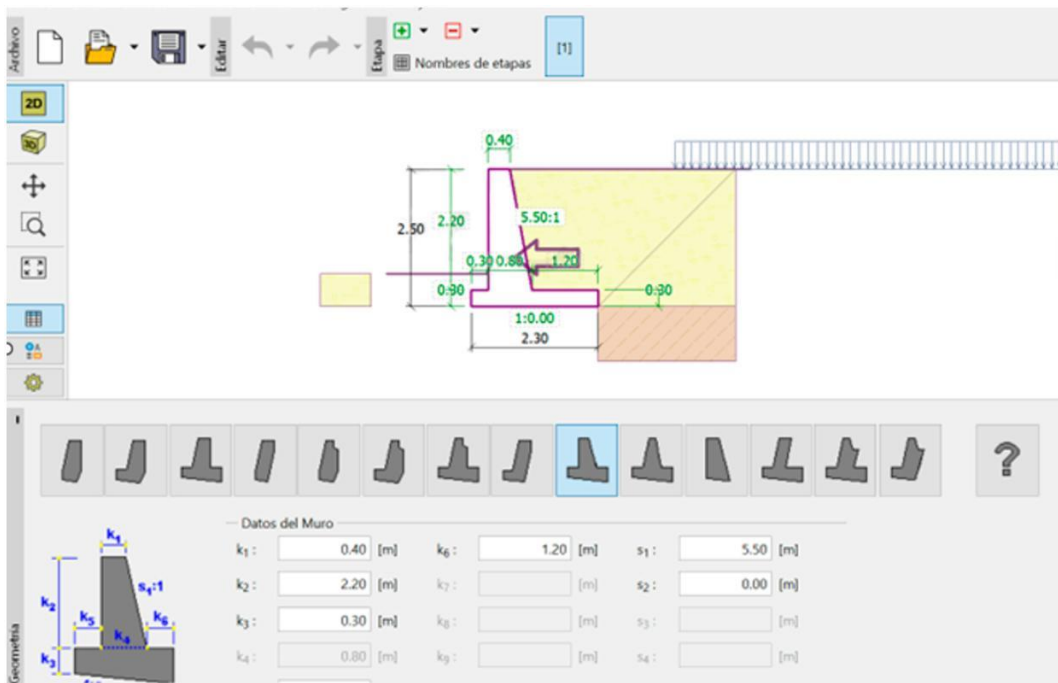
Nota: Predimensionamiento y geometría del Muro modelado en Autocad.

Geometría:

Se propone inicialmente la geometría indicada en la Figura 17 del muro objeto de estudio, el elemento de contención es a gravedad y cumple con el predimensionamiento mínimo para su posterior evaluación mediante los factores de seguridad establecidos en la normativa NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC-SE-CM GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES. La altura del muro es entonces de $H=2.50$ metros; tallo de 0.40 metros; la base de 2.30 metros, el talón de 1.20 metros; la punta de 0.30 metros y tiene una pendiente de 5.50:1.

Figura 17

Geometría del muro de contención propuesto



Nota: Geometría propuesta a ser evaluada en el software Geo05 mediante Factores de Seguridad según NEC-SE-CM.

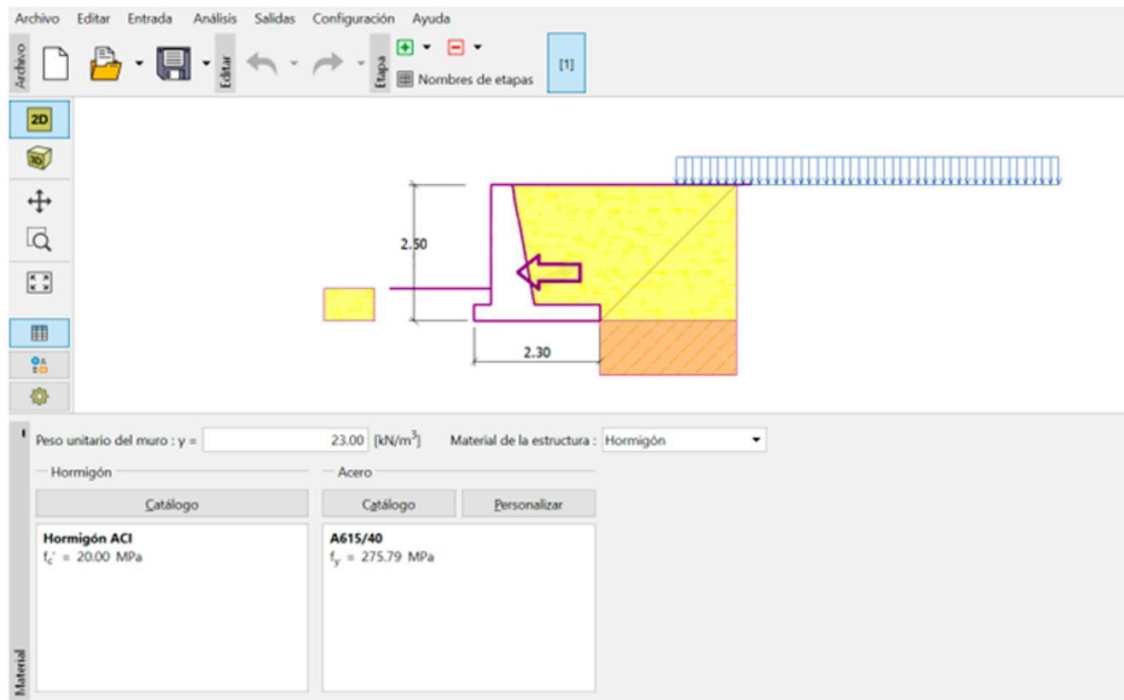
Material:

La Figura 18 indica el material del muro propuesto y asignado en el software Geo5, el cual corresponde a Hormigón ciclópeo cuyo peso unitario es de 23kN/m^3 .

Dado que la función principal que motiva el presente trabajo de titulación es retener una masa de suelo saturada, se considera que el tipo de muro a gravedad es el más conveniente.

Figura 18

Material del muro de contención propuesto



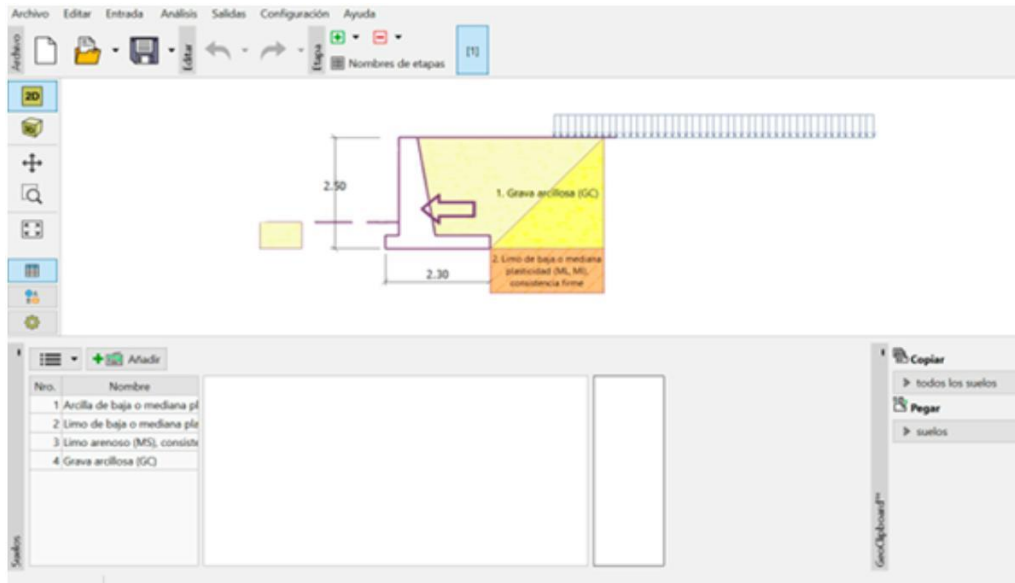
Nota: Hormigón ciclópeo como material del elemento de contención propuesto.

Suelos:

Se asigna en el software Geo5, la litología que se muestra en la Figura 7 y que corresponde a la indicada en la Figura 18. El primer estrato corresponde entonces a Grava arcillosa (GC) a una profundidad de 3 metros y debajo de éste, se encuentra el estrato correspondiente a Limo de baja o mediana plasticidad (ML) a una profundidad de 3.00 a 6.00 metros. Los parámetros geotécnicos correspondientes a dichos estratos tienen los valores indicados en las figuras 9, 10 y 11.

Figura 19

Masa de suelo de interés



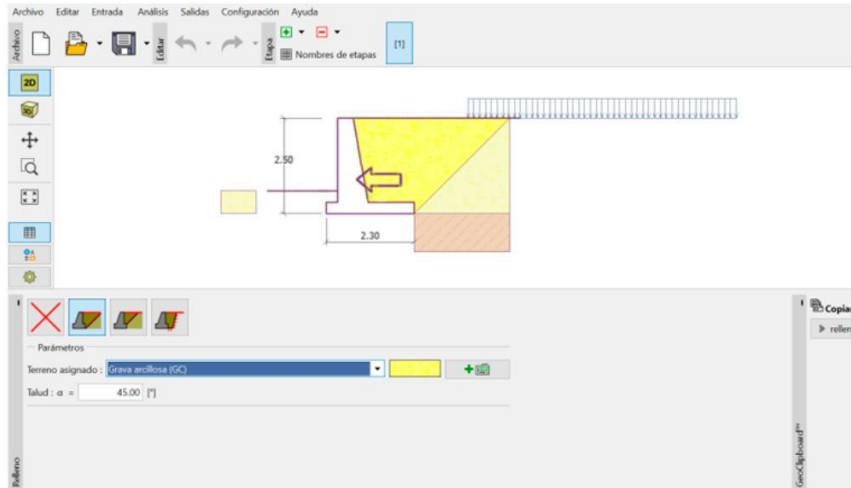
Nota: Estratos de suelos para el análisis del muro de contención propuesto.

8.5. Material de Relleno

Se debe tomar en cuenta que, al removerse la profundidad correspondiente al primer estrato de Arcilla de mediana plasticidad (CL) por encontrarse totalmente saturado según geofísica por sísmica de refracción y sondeo directo SPT, se propone como material de relleno granular para el muro, el correspondiente a Grava Arcillosa GC Dicha profundidad de material de mejoramiento es de 2.50 metros como se muestra en la Figura 19.

Figura 20

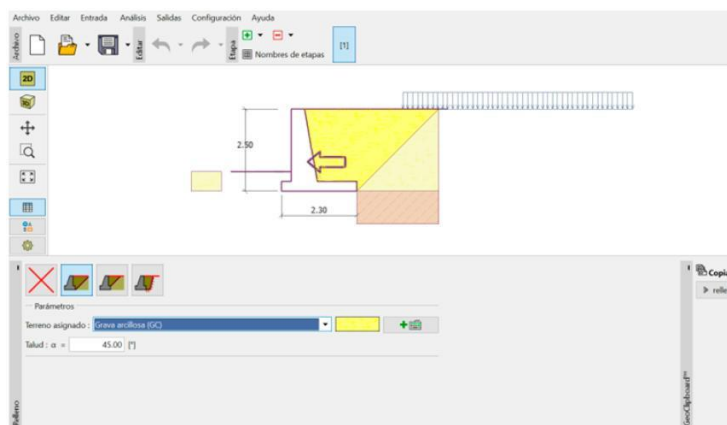
Material de Relleno Granular.



Nota: Material de relleno del muro propuesto – Grava arcillosa GC Los parámetros geotécnicos del material de relleno es decir, ángulo de fricción interna, cohesión y peso específico se indican en la figura 19, cuyos valores fueron tomados de la base de datos del software Geo5.

Figura 21

Parámetros geotécnicos de material de relleno granular.



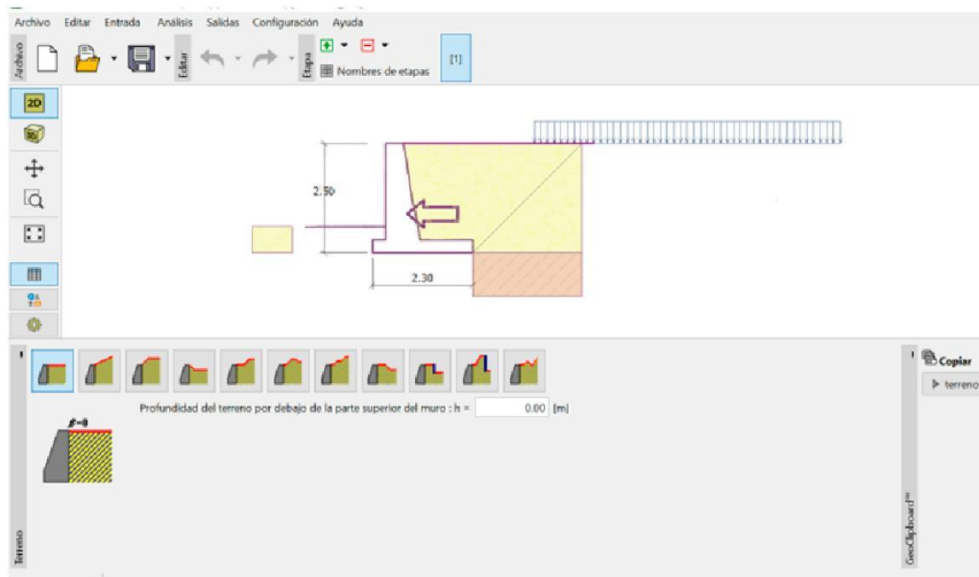
Nota: Valores de peso unitario, ángulo de fricción interna y cohesión del material de relleno -Grava arcillosa GC

Inclinación del Terreno:

Debido a que se supone que existe una estructura a una distancia de 3 metros de la corona del muro de contención propuesto, el ángulo de inclinación del terreno es inexistente, por lo cual $=0$ como se indica en la figura 21.

Figura 22

Inclinación del terreno para el trasdós del muro

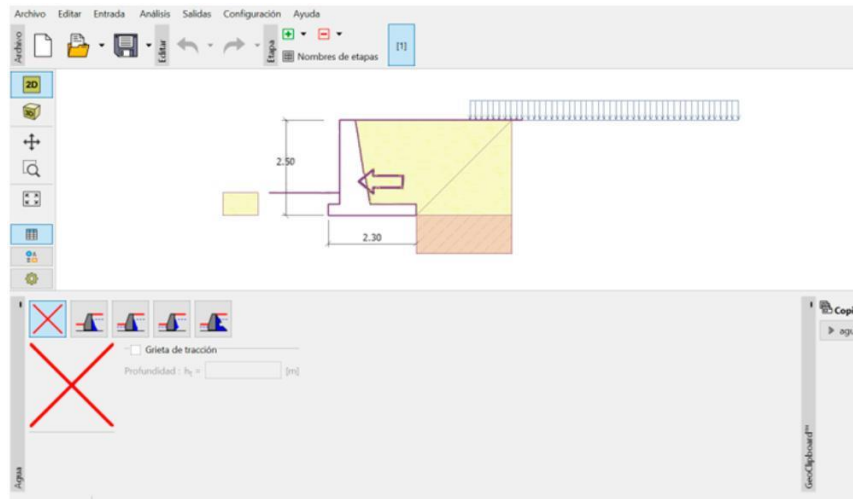


Nota: Inclinación del terreno, Angulo $=0$,

Nivel Freático: Para el caso de estudio propuesto, no se considera que exista un nivel freático en la masa de suelo de interés, sin embargo, si se evidencia una importante saturación en el primer estrato correspondiente a Arcilla de mediana plasticidad CL, por lo que se considera como medida de protección a la estructura de contención, un sistema de drenaje que permita mantener las condiciones geotécnicas constantes y por lo tanto que la presión hidrostática no incremente, y no provoque la falla del muro. La figura 23 indica que el software Geo5 no se ingresa valores de niveles freáticos.

Figura 23

Nivel Freático en masa de suelo de interés



Nota: No se considera nivel freático en la masa de suelo de interés para el muro de contención propuesto

Sobrecarga: Para el presente estudio, se considera la existencia de una estructura que se encuentra cerca del muro propuesto, el cual corresponde a un galpón y se ubica a una distancia de 3 metros del elemento en mención. El galpón consecuentemente, genera una sobrecarga cuyo valor se debe tomar en cuenta para el diseño del muro. Por lo tanto, se asume un valor de $q=8$ KN/m² en función de las características técnicas que tiene dicha estructura tales como su geometría y las cargas por uso, como se indica en la figura 24.

Figura 24

Sobrecarga

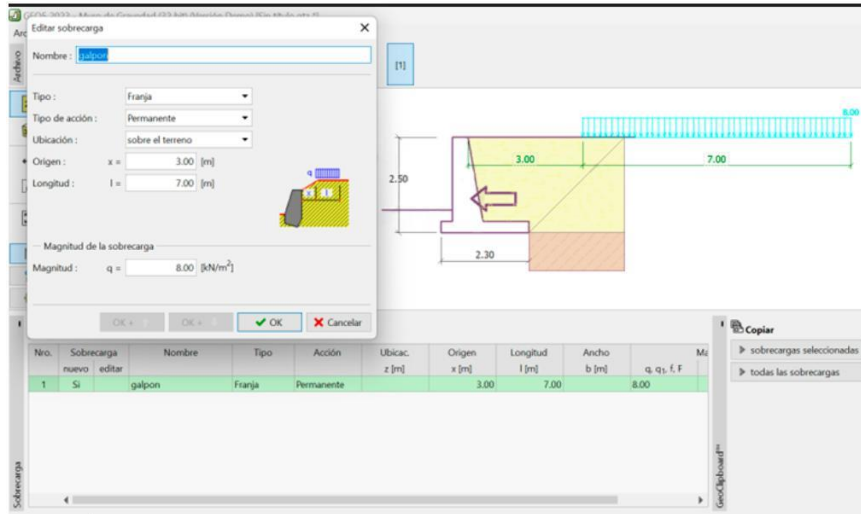
Carga Viva (uso de galpón)Según NEC-SE-CG	490	kg/m ²	4.8	kN/m ²
Peso de estructura metálica	12	kg/m ²	0.118	kN/m ²
Peso promedio en función de diseño estructural tipo con cargas de servicio	71	kg/m ²	0.7	kN/m ²
Peso de Cubierta	5	kg/m ²	0.049	kN/m ²
(Peso promedio de los materiales correspondientes al montaje de cubierta) Carga viva por montaje de cubierta Según NEC-SE-CG	71	kg/m ²	0.7	kN/m ²
Peso de contrapiso(espesor =10cm)=2400x0.08	192	kg/m ²	1.88	kN/m ²

Nota: La sumatoria de todos los pesos antes descritos da como resultado 7.55 kN/m² redondeando a 8 kN/m² cumpliendo satisfactoriamente con los parámetros establecidos

La figura 24 indica el ingreso del valor de sobrecarga en el software que se propuso para el análisis y diseño del muro de contención de estudio (Geo5), se puede evidenciar además, el ingreso de tipo de acción de dicha sobrecarga, la cual corresponde a “Permanente”, la ubicación de la misma a través de la distancia de la corona del muro hacia la estructura, $x=3.00$ metros y de la longitud que se asume que tiene dicha estructura, $L= 7.00$ metros.

Figura 25

Sobrecarga

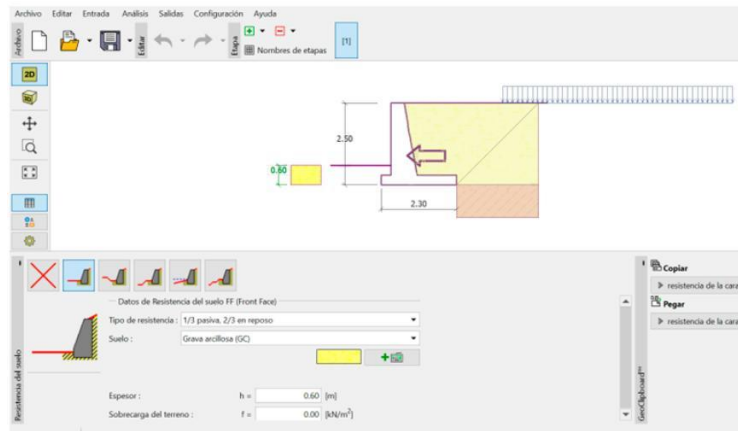


Nota: Sobrecarga generada por galpón existente a 3 metros de distancia de la corona del muro de retención.

Resistencia del Suelo: Se diseña el muro de contención con una profundidad de desplante igual a $D=0.60$ metros, se asigna por lo tanto en el software Geo5 el material correspondiente a Grava Arcillosa GC como se indica en la sección 9, con un tipo de resistencia de suelo: 1/3 pasiva y 2/3 reposo, con el objetivo de no colocar la mayor responsabilidad al empuje pasivo, como fuerza horizontal resistente al desplazamiento del muro propuesto.

Figura 26

Resistencia del Suelo para el diseño de muro



Nota: Tipo de resistencia de suelo: 1/3 pasiva y 2/3 reposo para diseño de muro propuesto.

Condición Sísmica:

Se diseña el muro objeto de estudio, bajo condiciones sísmicas, mediante la teoría de Mononobe-Okabe, como se lo había indicado en la sección 8.3 del presente trabajo de titulación. Para ello se determinan los valores de factor de aceleración horizontal y vertical k_h y k_v . La NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC-SE-CM GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES señala que la demanda sísmica para los análisis pseudo estáticos corresponderá al sesenta por ciento de la aceleración máxima, es decir:

$$k_h = \frac{0.6 \cdot a_{max}}{g} \quad (35)$$

Donde:

$$a_m = ZFa \quad (36)$$

Se asume que el valor de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad tiene un valor de $Z=0.25$ en función de la tabla “Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z” que se encuentra en la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC NEC-SE-DS CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE (pp. 93-111), asumiendo que el caso de estudio se encuentra en la Ciudad de Loja. El perfil del subsuelo se lo asume de tipo E en función de lo dispuesto en la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC NEC-SE-DS CARGAS

SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE en la cual se establecen seis tipos de perfiles de suelo, los cuales corresponden a los 30 metros superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E como se indica en la tabla 2 de la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC-SE-DS CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE.

La Norma NEC NEC-SE-DS indica el valor del coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto F_a en función del tipo de perfil del subsuelo y del valor de Z como se indica en la figura 27 que corresponde a la tabla 3 de la norma vigente.

Figura 27

Tipo de perfil del subsuelo

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_s

Nota: coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto F_a en función del tipo de perfil del subsuelo.

Consecuentemente, se determina el valor del factor k_h con los valores establecidos:

$$k_h = 0.6(Z \cdot F_a) \quad (37)$$

$$k_h = 0.6(0.25 \cdot 1.50) \quad (38)$$

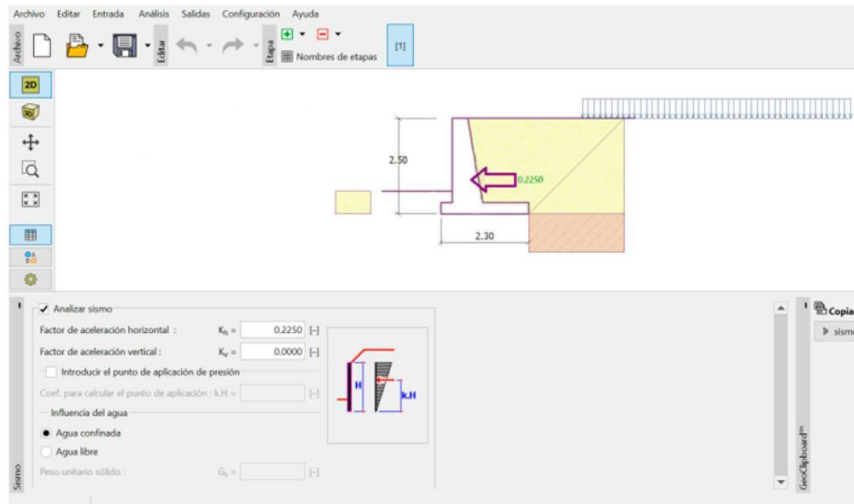
$$k_h = 0.225 \quad (39)$$

$$k_v = 0 \quad (40)$$

El coeficiente de aceleración vertical K_v se lo asume igual a 0, puesto que, para estructuras de contención, se permite ignorar el efecto de la aceleración vertical.

Figura 28

Condición sísmica para muro propuesto



Nota: Condición sísmica en función de los valores de k_h y k_v .

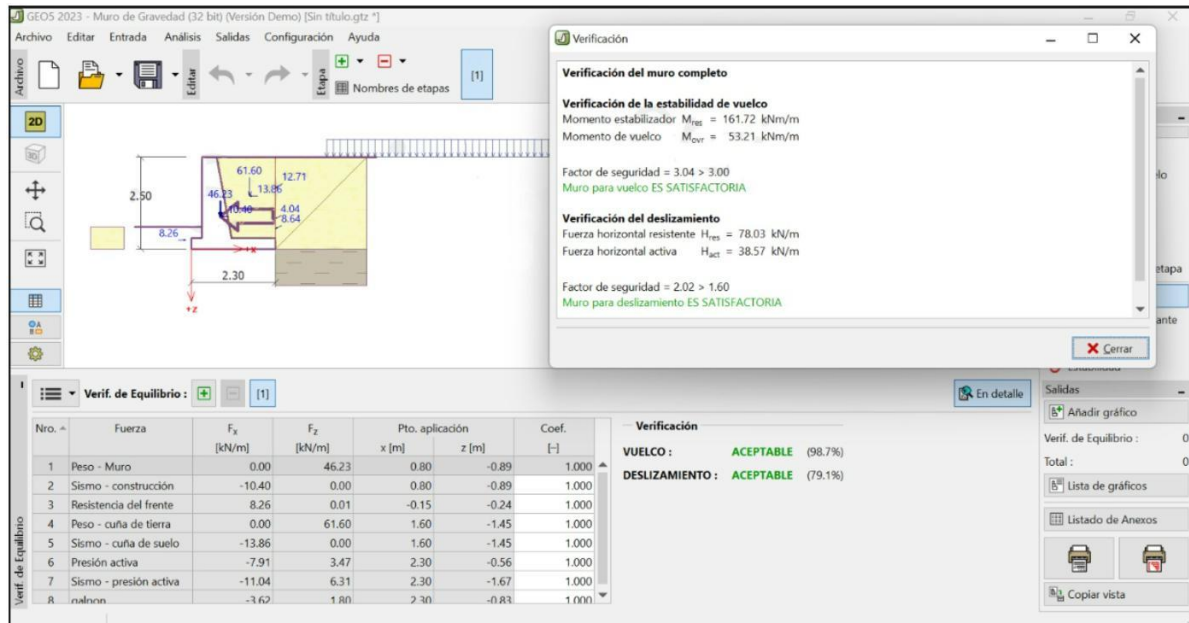
8.6. Verificación de estabilidad del muro propuesto

Con los datos de entrada ingresados en el software geo5 se comprobó la estabilidad del muro propuesto y se obtuvieron los siguientes resultados:

Verificación por Vuelco : De los resultados obtenidos en el software Geo5 se puede indicar que el momento estabilizador que resiste al volcamiento es mayor al momento que favorece al volcamiento, dado aquello el factor de seguridad que corresponde a la relación entre los dos momentos, es mayor que el dispuesto por la NEC NEC-SE-CM GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES indicando de esta manera que el muro propuesto es satisfactorio para vuelco, como se indica en la figura 28.

Figura 29

Verificación por vuelco

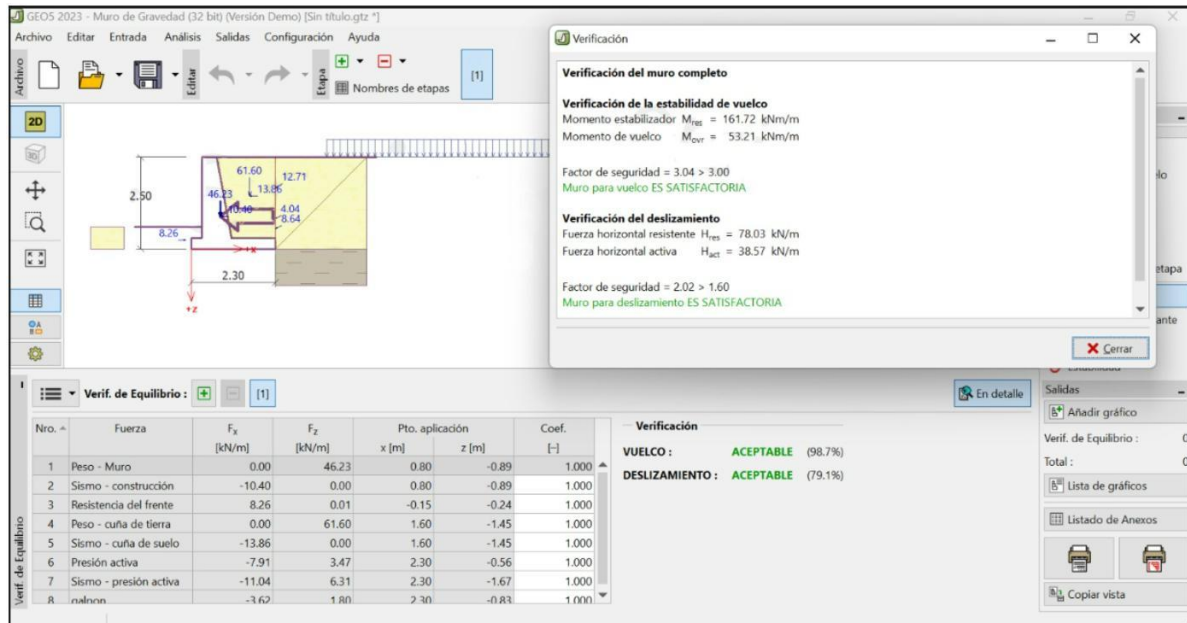


Nota: Verificación por vuelco satisfactoria en función del momento estabilizador y momento de vuelco.

Verificación por Deslizamiento: De los resultados obtenidos en el software Geo5, se puede señalar que la fuerza horizontal resistente resulta mayor a la fuerza horizontal activa que favorece al deslizamiento, por lo tanto, el factor de seguridad que resulta de la relación de las fuerzas antes mencionadas, es mayor al estipulado por la NEC-SE-CM GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES, como se indica en la Figura 30, por lo tanto, el muro propuesto resulta satisfactorio para deslizamiento.

Figura 30

Verificación por vuelco y por deslizamiento del muro propuesto



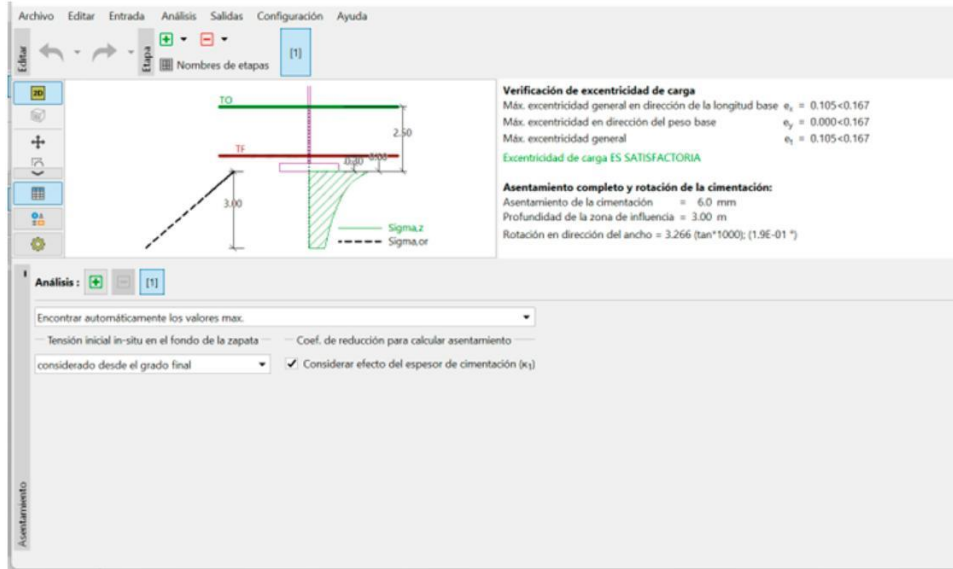
Nota: Verificación satisfactoria para deslizamiento del muro propuesto en función de la fuerza horizontal resistente y la fuerza horizontal activa.

Verificación por capacidad de carga:

Establecida la verificación por vuelco y deslizamiento se verifica el muro por excentricidad y capacidad de carga, los cuales resultaron satisfactorios dada la geometría propuesta y demás condiciones geotécnicas ingresadas en el software, como lo indica las figuras 31 y 32.

Figura 31

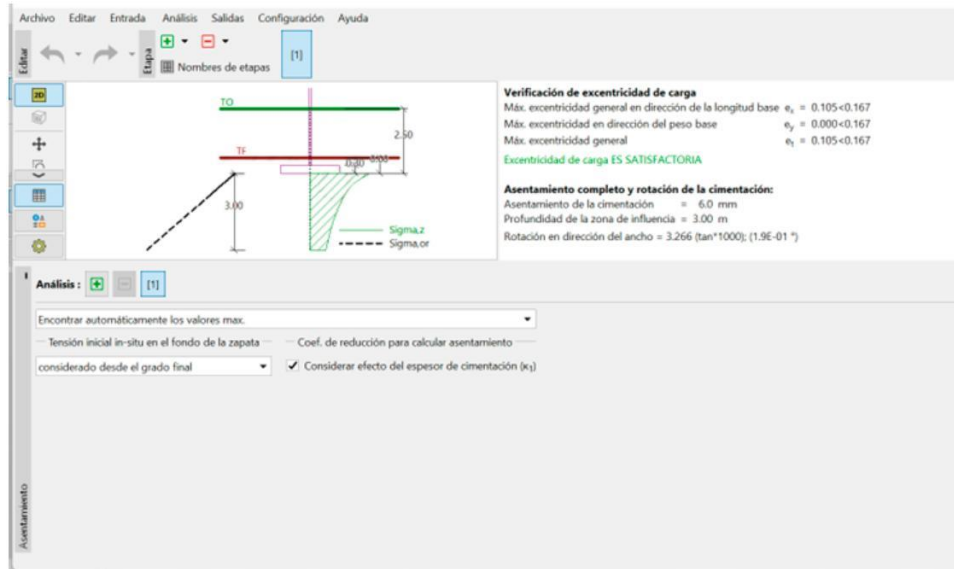
Verificación por excentricidad



Nota: Verificación por excentricidad satisfactoria

Figura 32

Verificación por capacidad de carga



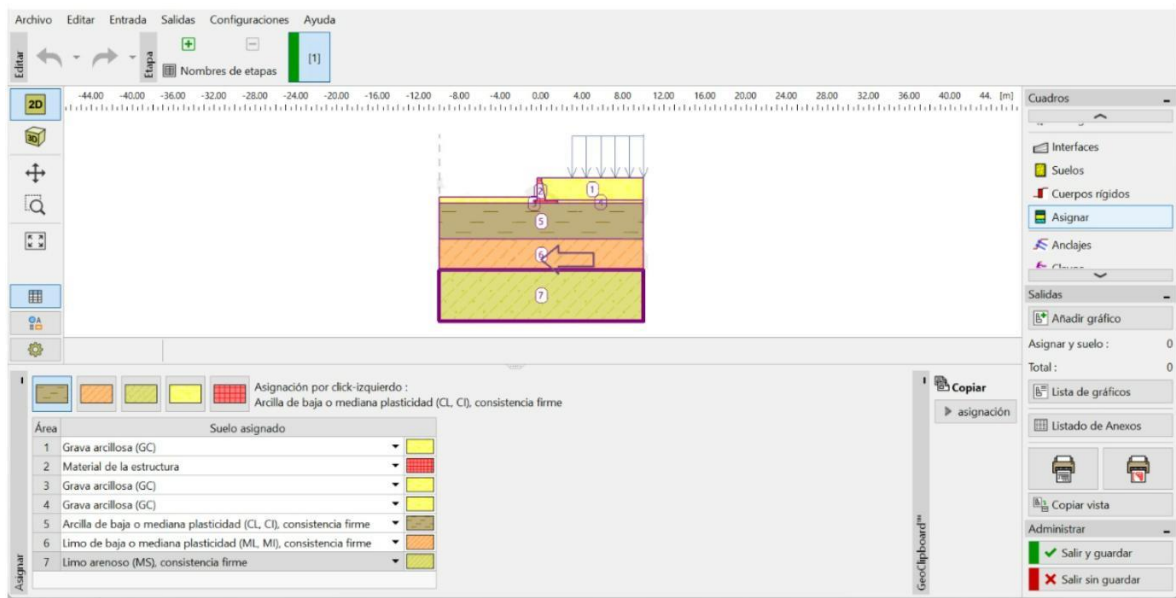
Nota: Verificación por capacidad de carga satisfactoria

VERIFICACION DE ESTABILIDAD GENERAL:

Para el análisis de la estabilidad general del muro propuesto, se inicia asignando todos los estratos de suelo correspondientes a lo señalado en el ensayo de geofísica por sísmica de refracción como se indica en la figura 33.

Figura 33

Estratos de suelo para análisis de estabilidad general del muro propuesto

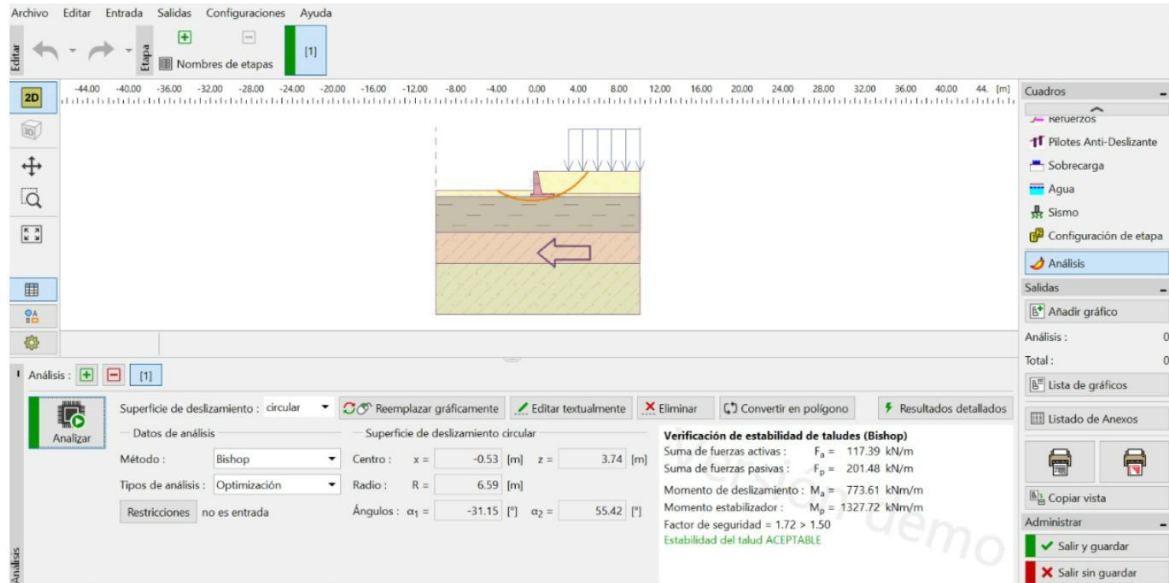


Nota: Estratos de suelo para análisis de estabilidad general del muro propuesto

Aún cuando se haya comprobado la estabilidad del muro por vuelco, deslizamiento y capacidad de carga, es necesario evaluar la estabilidad general de la estructura de contención, por lo tanto, se analiza dicha estabilidad con los estratos de suelos antes mencionados y resulta también satisfactorio para esta verificación, como se indica en la figura 33.

Figura 34

Verificación por estabilidad general



Nota: Verificación por estabilidad general satisfactorio

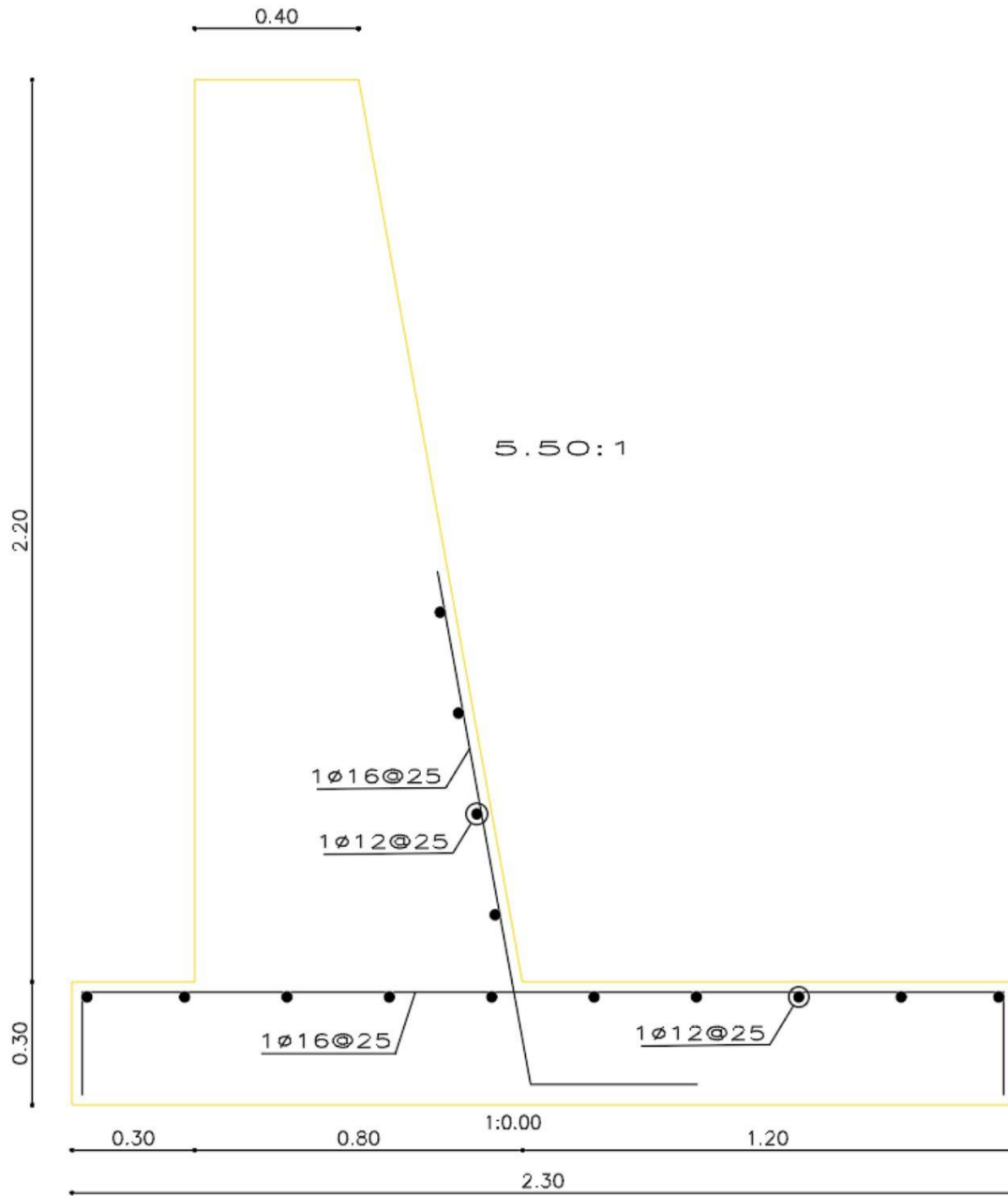
8.7. Cuantía Mínima de Acero

Si bien es cierto el muro está diseñado a gravedad, por ello es necesario la colocación de refuerzos de acero para contrarrestar las tensiones provocadas por la formación de talones y punteras en la base del muro, estas tensiones son producto de empujes activos del suelo, sismo y sobrecarga.

Para ello calculamos la cantidad mínima de hierro es decir $(14/f_y) \cdot b \cdot d$, colocada en forma transversal y en lado longitudinal del muro colocamos armadura mínima por contracción de fraguado $(0.0018 \cdot b \cdot d)$.

Figura 35

Cuantía mínima de acero



Nota: Modelado del diseño del muro, considerando una cuantía mínima de acero donde se especifica el diámetro y la cantidad de refuerzo necesaria.

8.8. Diseño de Sistema de Drenaje

Para procurar en lo posible que el diseño de un muro a gravedad funcione eficientemente, se debe instalar un sistema de drenaje adecuado que proteja a la masa de suelo de cambios de presión intersticial. Por lo tanto, se ha considerado en este caso de estudio, la implementación de un sistema de drenaje como parte fundamental al diseño del muro propuesto.

Los sistemas de drenaje (subdrén), se componen de tuberías perforadas, es decir, baldosas goteantes rodeadas de arena o grava, y además de un geotextil o textil de jardinería. La función de este tipo de textiles es la de evitar la migración del material de drenaje, y evitar que el suelo y las raíces entren y obstruyan la tubería (Bernilla, 2021). La función principal de los subdrenes es la de eliminar el agua de lluvias, de riego y de otros orígenes, lo cual reduce la presión de poros e impide que ésta aumente y en consecuencia, la resistencia del suelo se incrementa (Suarez,2009).

Se asume un tiempo de retorno de 5 años para el cálculo del caudal de diseño, y se toman los valores de precipitaciones mensuales de la estación pluviográfica la Argelia de la ciudad de Loja, en donde se puede evidenciar que el valor de precipitación de 35.5 mm/mes corresponde a la precipitación máxima en el mes más crítico el cual corresponde a julio 2022.

enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre
23.4	24	32	22.1	8.9	23.5	35.5	26.3	9.4	14.6	18	31.8

El presente trabajo de titulación asume que el muro propuesto tiene una longitud de 10 metros lineales y en tal virtud, se asume un área de precipitación para el presente caso de estudio igual a de $A=500m^2$.

Se calcula el caudal en el área de drenaje y se lo determina de la multiplicación de la máxima precipitación del mes más crítico, por el área de precipitación, Ver figura 36.

Figura 36

Cálculo de Caudal en el área de interés

Área de Precipitación (m^2/m)	Pe máx.en el mes crítico (m)	Caudal en el área de drenes ($m^3/día$)	Caudal total de precipitación en drenes (l/s)
500	0.0355	0.5916	0.00684

Nota: La siguiente tabla indica el cálculo de caudal para el área de interés asumida.

Figura 37

Resultados de diámetro de tubería para el sistema de drenaje mediante software HCANALES 3.1.

The screenshot displays the HCANALES 3.1 software interface. At the top, there are input fields for 'Lugar', 'Tramo', 'Proyecto', and 'Revestimiento'. Below this, the 'Datos' section contains input fields for 'Caudal (Q): 0.00000685 m3/s', 'Diámetro (d): 0.110 m', 'Rugosidad (n): .009', and 'Pendiente (S): 0.015 m/m'. To the right of these inputs is a diagram of a pipe cross-section with labels 'd' for diameter and 'y' for water depth. The 'Resultados' section shows calculated values: 'Tirante normal (y): 0.0021 m', 'Perímetro mojado (p): 0.0302 m', 'Área hidráulica (A): 0.0000 m2', 'Radio hidráulico (R): 0.0014 m', 'Espejo de agua (T): 0.0298 m', 'Velocidad (v): 0.1672 m/s', 'Número de Froude (F): 1.4390', 'Energía específica (E): 0.0035 m-Kg/Kg', and 'Tipo de flujo: Supercrítico'. At the bottom, there is a toolbar with icons for 'Calcular', 'Limpiar Pantalla', 'Imprimir', 'Menú Principal', 'Calculadora', and 'Reporte'.

Nota: Diámetro de tubería de 110mm para el sistema de drenaje.

Se calcula el diámetro de la tubería mediante el programa HCANALES 3.1, asumiendo inicialmente un diámetro de 110mm. Se ejecuta dicho software y se obtiene que el valor del tirante es menor que el diámetro asumido de la tubería, por lo que, el diámetro de la tubería resulta entonces con un valor de $D=110\text{mm}$, ver figura 37.

Por su parte, se establece que el área total de orificios, tiene que ser mayor a 100 cm²/m de tubo. Es decir, orificios con diámetro de 1 cm y con una distancia entre ellos de 2.5 cm o > 12.7 orificios por metro lineal (Chacón, s.f.).

Según (Chacón, s.f.) el material filtrante, por lo general consta de bloques de piedra triturada o material aluvial grueso limpio. Como material granular se utiliza el correspondiente de 2 a 4 pulgadas, considerando que el porcentaje en peso del material pasante del tamiz 200 sea como máximo de tres por ciento. Se indica además que porcentaje de finos debe ser limitado a menos del tres por ciento en peso de pasantes del tamiz número ASTM 200 señalando también que los finos no deben ser plásticos. Todas estas consideraciones son en función de que los subdrenes con material que contenga más del cinco por ciento de finos son generalmente ineficientes (Chacón, s.f.).

Se selecciona el geotextil pavco no tejido 1600 NT, siendo éste un Geotextil No Tejido de polipropileno, el cual está conformado por un sistema de fibras, punzonado por agujas. Se indica en la figura 38, las especificaciones técnicas.

Figura 38

Especificaciones Técnicas geotextil

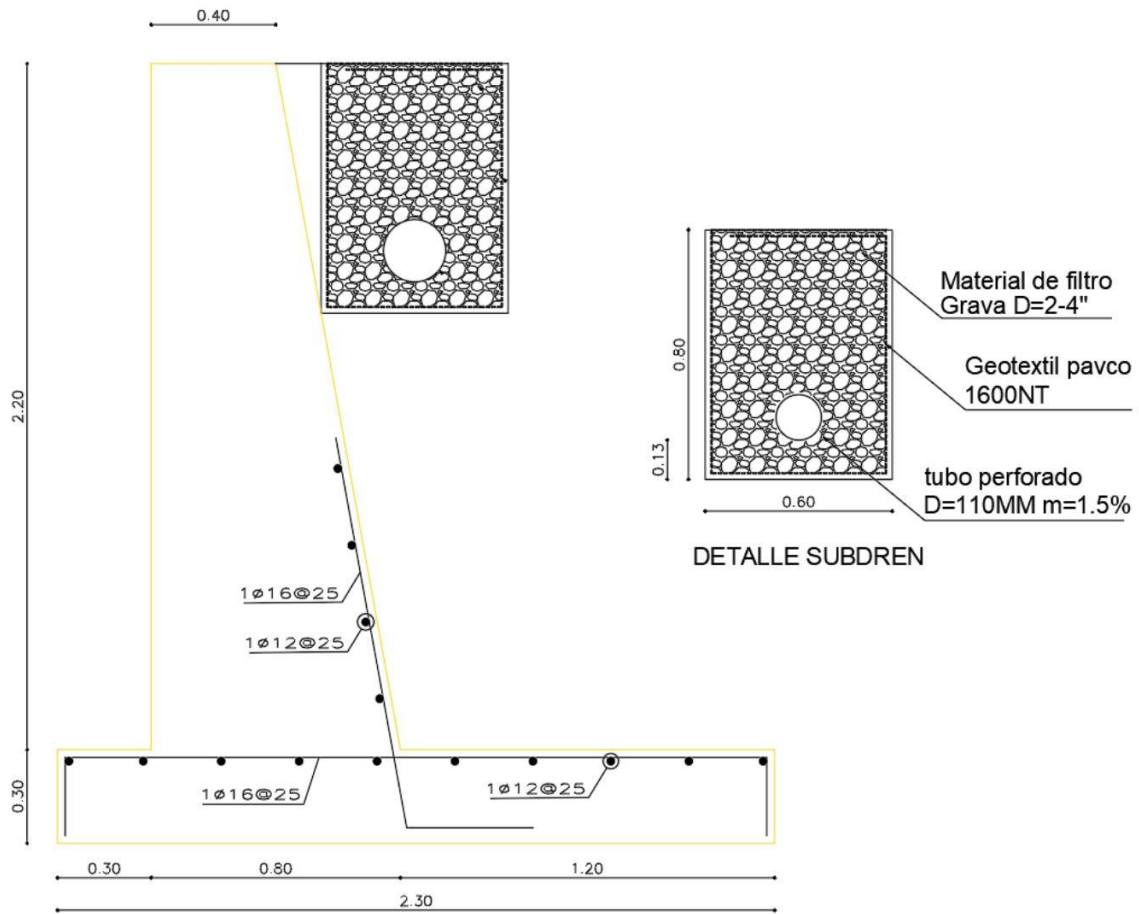
	PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	VALOR TÍPICO ²
PROPIEDADES	Método Grab Resistencia a la Tensión Elongación	ASTM D 4632	N (lb) %	450 (102) >50
	Método Tira Ancha Sentido Long Elongación	ASTM D 4595	kN/m %	7.2 >50
	Sentido transversal Elongación	ASTM D 4595	kN/m %	7.4 >50
	Resistencia al Punzamiento	ASTM D 4833	N (lb)	250 (57)
	Resistencia al Punzamiento CBR	ASTM D 6241	kN	1.3
	Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D 4533	N (lb)	210 (48)
	Método Bullen Burst Resistencia al Estallido	ASTM D 3786	Kpa (psi)	1311 (190)
HIDRAULICAS	Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D 4751	mm (No Tamiz)	0.250 (60)
	Permeabilidad	ASTM D 4491	cm/s	46 x 10 ⁻²
	Permitividad	ASTM D 4491	s ⁻¹	3.1
	Tasa de flujo	ASTM D 4491	L/min/m ²	8910
FISICAS	Espesor	ASTM D 5199	mm	1.5
	Resistencia UV (% retenido @ 500 hr)	ASTM D 4355	%	>70
	Rollo Ancho	Medido	m	3.5 - 3.8 - 4.0
	Rollo Largo	Medido	m	160
	Rollo Área	Calculado	m ²	560 - 608 - 640
	Rollo Ancho Máximo	Medido	m	4.1

Nota: Especificaciones Técnicas pavco 1600 NT.

Se coloca el sistema de drenaje diseñado como se indica en la Figura 39.

Figura 39

Diseño del Sistema de Drenaje



Nota: Sistema de drenaje del muro modelado en AUTOCAD

9. Propuesta de solución

En la ingeniería de cimentaciones, la inestabilidad de elementos de contención es causada en gran parte de los casos debido a la saturación de la masa de suelo. Los cambios de la presión hidrostática que divergen de su diseño original, suelen ser los detonantes para que un muro de contención falle, por ello es importante que el Ingeniero tome en cuenta la presión hidrostática y saturación del suelo, para el correcto diseño estructural del elemento. Por tal motivo, se propone el diseño estructural de un muro bajo condiciones geotécnicas saturadas.

10. Metodología

A continuación se detallará la metodología que se aplicará en el desarrollo del presente trabajo de titulación.

10.1. Metodología de la Investigación

El presente trabajo de titulación tiene un enfoque cuantitativo, ya que la litología del suelo saturado escogido para el diseño de muro de contención se obtendrá a través de la base de datos del software GEO5, para posteriormente ser modelado bajo estos parámetros geotécnicos.

Cabe mencionar que la metodología de investigación del presente trabajo es de tipo explicativo, ya que, al ser culminado, le brindará al lector un concepto más amplio acerca de las consideraciones que se deben tomar en cuenta previo a diseñar un elemento de contención sujeto a condiciones saturadas.

El alcance que abarca la presente investigación es de tipo descriptivo-explicativo, ya que describirá las problemáticas presentadas y a su vez explicará las soluciones y parámetros a considerar para de esta manera evitar posibles colapsos en elementos estructurales.

10.2. Metodología del proceso

- Etapa 1** Determinar la litología a utilizarse para el diseño del muro de contención.
- Etapa 2** Modelar el muro de contención con la ayuda del software GEO5, acorde a la litología seleccionada.
- Etapa 3** Utilizar la teoría de Coulomb para el cálculo de la presión activa de tierras, dicha teoría considera la fricción suelo – estructura.
- Etapa 4** Implementar la teoría de Mazindrani (Rankine) para el cálculo de la presión pasiva de la tierra.
- Etapa 5** Emplear la teoría de Mononabe-Okabe para el diseño sísmico.
- Etapa 6** Verificar el óptimo diseño del muro de contención regido a los factores de seguridad que estipula la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC NEC-SE-CM GEOTECNIA Y CIMENTACIONES, y la excentricidad mínima a cumplir según la NEC NEC-SE-CM GEOTECNIA Y CIMENTACIONES (2014).

11. Cronograma y actividades

A continuación, se presenta una tabla que indican las actividades que se realizaron para el desarrollo de los objetivos planteados, el trabajo de titulación cumple con un tiempo mínimo de 240 horas de acuerdo con el reglamento establecido:

Figura 40

Cronograma de Actividades.

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES														
OBJETIVOS	ACTIVIDADES	MES 1				MES 2				MES 3				HORAS
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
Modelar y diseñar en el software geo5 un muro de contención con litología saturada.	Analizar la litología del suelo saturado empleado para el diseño del muro de contención	X	X											10
	Obtener los parametros geotécnicos de diseño a partir de la base de datos del software GEO5			X										10
	Modelado y diseño del muro				X	X								20
	Redaccion de documentos.				X	X	X							20
Calcular los empujes laterales e hidrostáticos a los cuales estará sometido el muro de contención.	Aplicar la Teoria de Rankine y Coulumb para los calculos correspondientes al diseño del muro					X	X							20
	Aplicar la Teoria de Mononobe-Okabe					X	X							10
	Calcular los empujes laterales e hidrostáticos correspondientes a los parámetros de diseño							X	X					20
Determinar en función del valor de presión lateral de tierras, el tipo de muro a diseñar para de esta manera establecer la cuantía mínima de acero de refuerzo necesaria para el diseño del muro.	Escoger el tipo de muro óptimo de diseño y calcular la cuantía mínima de refuerzo requerida.									X	X			30
	Verificación del diseño estructural del muro regido a los factores de seguridad que estipula la NEC.											X	X	25
	Revisión con tutor				X			X					X	15
	Corrección de errores					X	X			X	X			20
	Redacción final del documento									X	X	X		40
TOTAL DE HORAS EMPLEADAS:													240	

Nota: Se presenta el cronograma de acuerdo a las actividades planificadas para la ejecución del proyecto.

12. Conclusiones:

- Es necesario siempre al diseñar un elemento de contención, realizar un sistema de drenaje que permita mantener inalteradas las condiciones geotécnicas con las cuales se diseñó el muro propuesto en el presente trabajo de titulación (peso específico, ángulo de fricción interna, cohesión) y evitando con ello, una disminución de la capacidad de carga del suelo y un aumento de la presión hidrostática del relleno granular lo que podría conllevar a la inestabilidad del muro de contención y su colapso.
- Dado que a 2.87 metros según ensayos de geofísica por sísmica de refracción se determinó una saturación importante en la masa de suelo de interés, se decide remover esa masa de suelo y reemplazarlo por material granular de relleno, controlando de esta manera que la presión hidrostática sea constante y no genere problemas de inestabilidad del elemento de contención al aumentar el empuje de tierras.
- El valor de empuje lateral de tierras además de los parámetros geotécnicos de los estratos de suelos correspondientes, depende sobre manera de las consideraciones de diseño establecidas tales como, condición sísmica y sobrecarga, ya que el sismo, aumenta el efecto de la presión activa y reduce el efecto de la presión pasiva, por lo tanto al considerar el sismo como condición de diseño, el valor del empuje será mas alto que de no considerarlo. De la misma manera al considerar una sobrecarga, se incluye una fuerza adicional que suma al valor del empuje lateral de tierras.
- Para el cálculo de empuje activo de tierras se utilizó la teoría de Coulomb debido a que ésta teoría, considera la fricción suelo-estructura, mientras que para el cálculo de empuje pasivo de tierras se utilizó la teoría de Mazindrani Rankine, la cual no incluye la consideración de fricción suelo-estructura. De esta manera se pudo obtener valores de empujes de tierra activos y pasivos mas realistas y que puedan generar un dimensionamiento óptimo y económico del muro de contención.
- El muro propuesto corresponde a un muro de gravedad, éste tipo de muros es conveniente para alturas bajas, cumpliendo con las verificaciones de los factores de seguridad estipulados en la Normativa Ecuatoriana vigente.

Referencias

Google Earth. (2023). Ubicación donde se realizará el proyecto investigativo. [Disponible en: [https:// www. Google.com/search](https://www.Google.com/search)].

Arias, F. G. (2012). El proyecto de investigación Introducción a la metodología científica. News.Ge.

Barros, J. (2005). Muros de contención. <http://bitly.ws/ufAv>

Crespo Villalaz, C. (2011). Diseño y cálculo de estructuras de contención

Fine Software. (2021). GEO5. <https://www.finesoftware.es/geo5/>

Lalanne (2015) define el peso específico como .el peso de un material por unidad de volumen".

NEC. (2014). Norma ecuatoriana de la construcción - nec nec-se-cm geotecnia y cimentaciones. Norma ecuatoriana de la construcción, 74.

Braja, D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (7ma Ed.). México. Editorial Cengage Learning.

Camacho, K. P., y Sánchez, K. V. (2022). Propuesta estructurales para la sustitución del muro de contención colapsado en la calle de las Cruces, barrio Tucuso, cantón Mejía, provincia de Pichincha. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA SEDE QUITO. Repositorio institucional <http://bitly.ws/ufAw>

Sivakumar Babu, G. L., Vipin, K. S., Neenu, G. S., Anoop, T. R. (2016). Geotechnical Investigation and Analysis of a Slope Failure in a Lateritic Soil Formation: A Case Study from Kerala, India. Geotechnical and Geological Engineering, 34(4), 1087-1103. <https://doi.org/10.1007/s10706-016-9982-2>

Das, B. M. (2017). Principles of foundation engineering (8th ed.). Cengage Learning.

Powrie, W. (2013). Soil mechanics: Concepts and applications (3rd ed.). Taylor Francis.

Asenjo Cabrera, P. S. J., y Davila Vargas, V. M. I. (2020). Diseño de un Subdrén para la Evacuación de las Aguas del Subsuelo en la Avenida Chiclayo en el tramo 0+000 KM al 1+000 KM, ubicado en el Distrito José Leonardo Ortiz - Provincia Chiclayo - Departamento de Lambayeque. Universidad de San Martín de Porres. Repositorio institucional <http://bitly.ws/ugsL>

Coduto, D. P. (2011). Geotechnical engineering: Principles practices (2nd ed.). Pearson Education.

Akanni, J. O., Adekunle, I. A., Adekunle, M. O., Ede, A. N. (2018). Landslides: Causes, types and effects. Journal of Environmental Science and Technology, 11(1), 1-14.
<https://doi.org/10.3923/jest.2018.1.14>

Tang, X., Ding, D., Lu, H., Zhang, L. (2020). Estimation of Building Foundation Settlement in a Large Coastal City. International Journal of Geo-Engineering, 11(1), 7. <https://doi.org/10.1186/s40703-020-00110-5>

Chopra, A. K. (2014). Dinámica de estructuras. (4ta Ed.). México.

GEOSOTF PAVCO, S. A. (2012). Manual de Diseño con GEOSINTÉTICOS. Octava Edición
Harmsen, T. (2002). Diseño de Estructuras de concreto armado, 11–27.

Hermoza Quispe, E. M. (2021). Comportamiento sísmico de un muro de contención de cinco metros y su desplazamiento – Carabayllo, 2021. Universidad César Vallejo.

Kennerley, J. B., Almeida, L. (1975). Geological Map of Ecuador, Loja Sheet (56), Scale 1: 100,000. Military Geographical Institute (IGM), Ministry of Natural Resources and Energy (MRNE), Directorate General of Geology and Mines (DGGM), London Institute of Geological Sciences (IGS).

NEC. (s.f.). Norma ecuatoriana de la construcción - nec nec-se-ds cargas sísmicas diseño sismo resistente. Design and optimization of metal structures, 27–32. <http://bitly.ws/ufAN>

Ordoñez, A. (s.f.). Muros De Contencion-La Molina Lima. <http://www.novapdf.com>

Peck, R., Thornburn, W. H. (2002). Ingeniería de Cimentaciones. Limusa.

Peck, R., Thornburn, W. H. (2002). Ingeniería de Cimentaciones. Limusa.

NEC. (2014). Norma ecuatoriana de la construcción - nec nec-se-cm geotecnia y cimentaciones. Norma ecuatoriana de la construcción, 74.

https://cicp-ec.com/documentos/NEC2015/NEC_SEG_CGeotecnia_y_cimentaciones.pdf

Gao, W., Liu, J., Chen, H., Li, Y. (2021). Limit analysis of geotechnical failure mechanisms. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 144, 104754.

<https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2021.104754>

ANEXOS

Figura 41

Matriz de consistencia lógica.

MATRIZ DE CONSISTENCIA				
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLES	MARCO TEÓRICO
¿Cómo estabilizar un muro de contención bajo condiciones geotécnicas saturadas?	Diseñar estructuralmente un muro de contención bajo condiciones saturadas de una masa de suelo.	El diseño óptimo de un muro de contención bajo condiciones de suelo saturado.	VI: Diseño VD:Tiempo de ejecución	Diseño de un muro de contención bajo condiciones de suelo saturado.
PROBLEMAS ESPECIFICOS	OBJETIVOS ESPECIFICOS	HIPOTESIS ESPECIFICAS	VARIABLES	MARCO TEÓRICO
¿Es posible automatizar el cálculo de muros mediante el uso de softwares?	Modelar y diseñar en el software geo5 un muro de contención con litología saturada.	Establecer los parámetros geotécnicos como: ángulo de fricción, cohesión y peso específico en función de una litología en estado de saturación.	VI: Diseño VD:Tiempo de ejecución	Litología en estado de saturación.
¿Cómo diseñar el tipo de muro óptimo para enfrentar la inestabilidad del suelo?	Calcular los empujes laterales e hidrostáticos a los cuales estará sometido el muro de contención.	Se propondrá el diseño estructural de un muro de contención que considere las siguientes variables: diseño sísmico mediante la teoría de Mononobe - Okabe, presión activa mediante la teoría de Coulomb donde se considera la fricción estructura - suelo, y la presión pasiva mediante la teoría conservadora Rankine.	VI: Cálculo VD:Tiempo de cálculo	Teoría de Mononobe-Okabe. Teoría de Coulomb. Teoría Rankine
¿Cuál es la importancia de un eficiente cálculo estructural de un muro?	Determinar en función del valor de presión lateral de tierras, el tipo de muro a diseñar para de esta manera establecer la cuantía mínima de acero de refuerzo necesaria para el diseño del muro.	Se evaluará el diseño propuesto bajo las condiciones saturadas de una masa de suelo para proponer además posibles variantes.	VI: Verificación VD:Tiempo de verificación	Diseño propuesto bajo las condiciones geotécnicas de un suelo saturado.

Nota: Se presenta la matriz de consistencia lógica del proyecto de titulación.