



CARTA DE AUTORIZACIÓN

CÓDIGO

AP-BIB-FO-06

VERSIÓN

1

VIGENCIA

2014

PÁGINA

1 de 1

Neiva, 03 de Febrero de 2021

Señores

CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN

UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA

Ciudad: NEIVA

El suscrito:

ANDRÉS FELIPE PATARROYO GRACIA con C.C. No. 1075308264

Autora del trabajo de grado titulado “VALORACIÓN DE DIFERENTES OPCIONES PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD UBICADO EN PR70+800 CORREDOR VIAL SANTANA-MOCHOA-NEIVA” presentado y aprobado en el año 2020 como requisito para optar al título de Ingeniero civil;

Autorizo al CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN de la Universidad Surcolombiana para que, con fines académicos, muestre al país y el exterior la producción intelectual de la Universidad Surcolombiana, a través de la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Los usuarios puedan consultar el contenido de este trabajo de grado en los sitios web que administra la Universidad, en bases de datos, repositorio digital, catálogos y en otros sitios web, redes y sistemas de información nacionales e internacionales “open access” y en las redes de información con las cuales tenga convenio la Institución.
- Permita la consulta, la reproducción y préstamo a los usuarios interesados en el contenido de este trabajo, para todos los usos que tengan finalidad académica, ya sea en formato Cd-Rom o digital desde internet, intranet, etc., y en general para cualquier formato conocido o por conocer, dentro de los términos establecidos en la Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993, Decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995 y demás normas generales sobre la materia.
- Continúo conservando los correspondientes derechos sin modificación o restricción alguna; puesto que, de acuerdo con la legislación colombiana aplicable, el presente es un acuerdo jurídico que en ningún caso conlleva la enajenación del derecho de autor y sus conexos.

De conformidad con lo establecido en el artículo 30 de la Ley 23 de 1982 y el artículo 11 de la Decisión Andina 351 de 1993, “Los derechos morales sobre el trabajo son propiedad de los autores”, los cuales son irrenunciables, imprescriptibles, inembargables e inalienables.

EL AUTOR/ESTUDIANTE:

ANDRÉS FELIPE PATARROYO GRACIA

Firma:



TÍTULO COMPLETO DEL TRABAJO: Valoración de diferentes opciones para la estabilización del talud ubicado en Pr70+800 corredor vial Santana-Mocoa-Neiva

AUTOR O AUTORES:

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre
ANDRÉS FELIPE	PATARROYO GRACIA
GOMEZ CUBLLOS	DEICY CAROLINA

DIRECTOR Y CODIRECTOR TESIS:

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre
GIL HERNÁNDEZ	JACKSON ANDRÉS

PARA OPTAR AL TÍTULO DE: Ingeniero civil

FACULTAD: Ingeniería

PROGRAMA O POSGRADO: Ingeniería civil

CIUDAD: Neiva **AÑO DE PRESENTACIÓN:** 2021 **NÚMERO DE PÁGINAS:** 170

TIPO DE ILUSTRACIONES (Marcar con una X):

Diagramas___ Fotografías___ Grabaciones en discos___ Ilustraciones en general Grabados___ Láminas___
Litografías___ Mapas___ Música impresa___ Planos___ Retratos___ Sin ilustraciones___ Tablas o Cuadros

SOFTWARE requerido y/o especializado para la lectura del documento: Adobe Acrobat Reader; Microsoft Word; Nitro Pro.

MATERIAL ANEXO: Formatos de inspección; evaluación de las condiciones identificadas.

PREMIO O DISTINCIÓN (En caso de ser LAUREADAS o Meritoria): No Aplica.



PALABRAS CLAVES EN ESPAÑOL E INGLÉS:

Español

Inglés

- | | |
|--------------------------------------|-----------------------------|
| 1. <u>Estabilidad de taludes</u> | <u>Slope Stability</u> |
| 2. <u>Sistemas de estabilización</u> | <u>Stabilitation System</u> |
| 3. <u>Diseño de estructuras</u> | <u>Design Structures</u> |

RESUMEN DEL CONTENIDO: (Máximo 250 palabras)

La estabilización de taludes con el uso de muros de contención, pilotes y anclajes, son métodos de estabilización que se han implementado durante los últimos años en la Ingeniería Colombiana, el buen diseño e implementación de los sistemas de contención son basados en el conocimiento previo del ingeniero diseñador, condiciones del el sitio y decisiones basadas en aspectos económicos.

Este documento presenta el diseño de estabilización del talud ubicado en la vía Mocoa-San Juan de Villalobos, PR 70 + 800, por medio de la valoración de tres alternativas de estabilización, tales como: muro de contención, pilotes en voladizo y pilotes anclados. Para llevar a cabo el presente trabajo, se recopiló información de campo y laboratorio de la zona de estudio realizada por la Agencia Nacional de Infraestructura, con el objetivo de caracterizar y obtener los parámetros necesarios del suelo, y así determinar las características geotécnicas del sitio de estudio. Además, se realizó el diseño de cada método de estabilización propuesto según la Norma Sismo Resistente. El modelo se realizó empleando Plaxis, un programa de elementos finitos. En el análisis se plantea el perfil de suelo con sus respectivos parámetros con el fin de obtener el factor de seguridad del talud, usando el método de Mohr Coulomb. Finalmente se diseñan los métodos de estabilización propuestos y se realiza el presupuesto de cada uno con el fin de conocer cuál es el método óptimo en el ámbito técnico-económico.

ABSTRACT: (Máximo 250 palabras)



The stabilization of slopes with the use of retaining walls, piles and anchors, are methods of stabilization that have been implemented during the last years in the Colombian Engineering, the good design and implementation of the systems of containment are based on the previous knowledge of the designer engineer, conditions of the site and decisions based on economic aspects.

This document presents the stabilization design of the slope located in the Mocoa-San Juan de Villalobos road, PR 70 + 800, by means of the evaluation of three stabilization alternatives, such as: retaining wall, cantilevered piles and anchored piles. To carry out this work, field and laboratory information was collected from the study area by the National Agency of Infrastructure, in order to characterize and obtain the necessary soil parameters, and thus determine the geotechnical characteristics of the study site. In addition, the design of each proposed stabilization method was made according to the Earthquake Resistant Standard. The model was made using Plaxis, a finite element program. In the analysis, the soil profile with its respective parameters is proposed in order to obtain the safety factor of the slope, using the Mohr Coulomb method. Finally, the proposed stabilization methods are designed and the budget for each one is made in order to know which is the most optimal method in the technical-economic field.

APROBACION DEL PROYECTO DE GRADO. Según el Acuerdo 097.

Nombre Presidente Jurado: **Jaime Izquierdo Bautista**

Firma:

Nombre Jurado: **Ulloano Argote IBarra**

Firma:

Nombre Jurado: **Jaime Izquierdo Bautista**

Firma:



Valoración de diferentes opciones para la estabilización del talud ubicado en Pr70+800 corredor vial Santana-Mocoa-Neiva

**Deicy Carolina Gomez Cubillos
Andrés Felipe Patarroyo Gracia**

Universidad Surcolombiana
Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil
Neiva, Colombia
2021

Valoración de diferentes opciones para la estabilización del talud ubicado en Pr70+800 corredor vial Santana-Mocoa-Neiva

**Deicy Carolina Gomez Cubillos
Andrés Felipe Patarroyo Gracia**

Proyecto de grado presentado como requisito parcial para optar al título de:

Ingeniero Civil

Director:

Msc. Jackson Andrés Gil Hernández

Línea de Investigación:

Estabilización de Taludes

Universidad Surcolombiana

Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil

Neiva, Colombia

2021

Dedicatoria

A Dios por darme la vida y permitir cumplir este logro. “Te amo Señor, fortaleza mía. Señor roca mía, castillo mío y mi libertador; Dios mío fortaleza mía, en quien me refugio. Mi escudo y la fortaleza de mi salvación, mi alto refugio” Salmos 18: 1-2.

A mi madre Lucero Cubillos por todo el esfuerzo que ha realizado para darme una educación superior, por su apoyo y amor incondicional, por ser mi amiga, consejera y compañera de todos mis desvelos.

A mi hermano John Freddy Gomez y hermana Dana Lizeth Gomez por todo su apoyo, ánimo y compañía, a toda mi familia y amigos que me acompañaron en este proceso. A Juan Sebastián Galindo por su amor y compañía incondicional en esta etapa de mi vida

A Rita Monje por el apoyo durante mi carrera. A Diego Bonilla por su amistad, apoyo y ser parte de mi familia.

A Andrés Felipe Patarroyo por su amistad durante toda la carrera Universitaria y por su arduo trabajo y apoyo en la realización del trabajo de grado. A nuestro asesor por brindarnos su conocimiento, disposición y guiarnos de manera correcta.

Deicy Carolina Gomez Cubillos

A Dios por permitirme tener vida, salud y poder realizar de manera exitosa uno de mis grandes propósitos en mi vida, ser un ingeniero civil integro y humano.

A mi mamá Luz Stella Gracia Suarez por todo el apoyo durante mi carrera, por el sacrificio, por

dar-me la mejor educación y ser mejor persona cada día.

A mi papá Rafael Patarroyo Córdoba por apoyo incondicional, compartir experiencias profesionales, guiarme por el buen camino, por enseñarme a ser perseverante y apasionado por mi carrera y mis sueños.

A mi hermano y amigo del alma Diego Mauricio Patarroyo Gracia por el apoyo, consejos y ánimo para concluir mi profesión exitosamente. A María Camila Vásquez Parra por su amor incondicional, ánimo y apoyo durante muchos años de mi vida.

A Deicy Carolina Gómez Cubillos por su amistad, buenos momentos y aprendizajes durante el proyecto y la carrera profesional. A nuestro asesor Ing. Jackson Gil por compartir sus conocimientos y experiencias, por ser un director de proyecto de grado ejemplar.

Andrés Felipe Patarroyo Gracia

Agradecimientos

Agradecemos a nuestro asesor el ingeniero Jackson Andrés Gil Hernández por su acompañamiento, orientación y gestión para realizar este trabajo de grado. Al cual le tenemos un gran aprecio, respeto y admiración.

Además, agradecemos a la Agencia Nacional de Infraestructura por brindarnos información sobre el informe geotécnico del talud de estudio, el cual nos fue de gran ayuda para la realización del trabajo de grado y a Andrea Milena Parra Quintero por su gestión y asesoría para obtener dicha información. Así mismo a la Magister Diana Carolina Polanía Montiel por su valiosa colaboración en el proceso del manejo del software ArcGIS.

Resumen

La estabilización de taludes con el uso de muros de contención, pilotes y anclajes, son métodos de estabilización que se han implementado durante los últimos años en la Ingeniería Colombiana, el buen diseño e implementación de los sistemas de contención son basados en el conocimiento previo del ingeniero diseñador, condiciones del el sitio y decisiones basadas en aspectos económicos.

Este documento presenta el diseño de estabilización del talud ubicado en la vía Mocoa-San Juan de Villalobos, PR 70 + 800, por medio de la valoración de tres alternativas de estabilización, tales como: muro de contención, pilotes en voladizo y pilotes anclados. Para llevar a cabo el presente trabajo, se recopiló información de campo y laboratorio de la zona de estudio realizada por la Agencia Nacional de Infraestructura, con el objetivo de caracterizar y obtener los parámetros necesarios del suelo, y así determinar las características geotécnicas del sitio de estudio. Además, se realizó el diseño de cada método de estabilización propuesto según la Norma Sismo Resistente. El modelo se realizó empleando Plaxis, un programa de elementos finitos. En el análisis se plantea el perfil de suelo con sus respectivos parámetros con el fin de obtener el factor de seguridad del talud, usando el método de Mohr Coulomb. Finalmente se diseñan los métodos de estabilización propuestos y se realiza el presupuesto de cada uno con el fin de conocer cuál es el método óptimo en el ámbito técnico-económico.

Palabras clave: Estabilidad de taludes, Sistemas de estabilización, Diseño de estructuras de estabilización.

Abstract

The stabilization of slopes with the use of retaining walls, piles and anchors, are methods of stabilization that have been implemented during the last years in the Colombian Engineering, the good design and implementation of the systems of containment are based on the previous knowledge of the designer engineer, conditions of the site and decisions based on economic aspects.

This document presents the stabilization design of the slope located in the Mocoa-San Juan de Villalobos road, PR 70 + 800, by means of the evaluation of three stabilization alternatives, such as: retaining wall, cantilevered piles and anchored piles. To carry out this work, field and laboratory information was collected from the study area by the National Agency of Infrastructure, in order to characterize and obtain the necessary soil parameters, and thus determine the geotechnical characteristics of the study site. In addition, the design of each proposed stabilization method was made according to the Earthquake Resistant Standard. The model was made using Plaxis, a finite element program. In the analysis, the soil profile with its respective parameters is proposed in order to obtain the safety factor of the slope, using the Mohr Coulomb method. Finally, the proposed stabilization methods are designed and the budget for each one is made in order to know which is the most optimal method in the technical-economic field.

Keywords: Slope stability, Stabilization systems, Design of stabilization structures.

Contenido

	Pág.
Resumen	VIII
Lista de figuras	XIII
Lista de tablas	XIV
Lista de Gráficos	XVII
Lista de Símbolos y abreviaturas.....	XVIII
Capítulo 1.....	21
1. Introducción	21
1.1 Antecedentes.....	21
1.1.1 Internacional	22
1.1.2 Nacional.....	22
1.2 Planteamiento del problema.....	23
1.3 Justificación	23
1.4 Objetivos.....	24
1.5 Alcances y Limitaciones	24
1.5.1 Alcances.....	24
1.5.2 Limitaciones.....	24
1.6 Estructura del informe.....	25
2. Marco teórico	26
2.1 Presión lateral de tierra	26
2.2 Teoría de Rankine	26
2.3 Teoría de Coulomb	27
2.4 Muros.....	28
2.4.1 Muros de retención.....	28
2.4.2 Muros en tierra estabilizados mecánicamente.....	28
2.4.3 Dimensionamiento de muros de retención	29
2.5 Anclajes.....	31

2.5.1	Pantallas ancladas pretensadas	32
2.5.2	Tipos de bulbo de anclaje.....	33
2.5.3	Anclajes con pernos	34
2.6	Pilotes	34
2.6.1	Pilotes en concreto.....	35
2.6.2	Pilotes por fricción en voladizo	36
2.7	Sistema de información geográfica	37
2.8	Metodología de elementos finitos	38
2.9	Plaxis	39
2.10	ArcGIS	39
3.	Metodología para garantizar la estabilidad del talud en el sector Mocoa a San Juan de Villalobos Pr70+800	41
3.1	Información secundaria.....	42
3.2	Geología del sitio	42
3.2.1	Ubicación del sitio	42
3.2.2	Geología estructural.....	43
3.3	Caracterización geotécnica.....	45
3.4	Condiciones de flujo superficial.....	47
3.5	Perfil estratigráfico	48
3.6	Modelación en plaxis 2D.....	48
	Capítulo 4.....	52
4.	Resultados	59
4.1	Evaluación de alternativas de sistemas de contención	52
4.1.1	Estructura tipo 1: Muro de contención en voladizo	60
4.1.2	Estructura tipo 2: Pilotes tangentes en voladizo	56
4.1.3	Estructura tipo 3: Dados anclados con malla de triple torsión	58
4.2	Análisis costo-beneficio de las diferentes alternativas	61
4.2.1	Estructura tipo 1: Muro de contención en voladizo	69
4.2.2	Estructura tipo 2: Pilotes tangentes en voladizo	70
4.2.3	Estructura tipo 3: Dados anclados con malla de triple torsión.....	70
	Capítulo 5.....	72
4.	Análisis de resultados	72
	Capítulo 6.....	75
6.	Conclusiones, limitaciones y recomendaciones	66
6.1	Conclusiones.....	66
6.2	Limitaciones y recomendaciones	67

A. Anexo: Estudio de suelos.....	79
B. Anexo: Parámetros geotécnicos	84
C. Anexo: Diseño de muro en gravedad	91
D. Anexo: Diseño de pilotes en voladizo	99
E. Anexo: Diseño de dados anclados	103
F. Anexo: Apu sistemas de contención.....	107
Bibliografía	100

Lista de figuras

	Pág.
Figura 2-1: Presión lateral de tierra sobre un muro de retención (Modificado de Braja, 2014)	29
Figura 2-2: Presión lateral de tierra, muro en voladizo (Tomado de Braja, 2014)	30
Figura 2-3: Presión lateral de tierra, muro de gravedad (Tomado de Braja, 2014)	30
Figura 2-4: Presión lateral de tierra en muro de gravedad (Tomado de Braja.2014)	31
Figura 2-5: Partes de un anclaje activo (Modificado de P.J.Sabatini, 1999)	36
Figura 2-6: Tipo de bulbos según su inyección (modificado de Littlejohn, 1980)	37
Figura 2-7: Esquema adherido con cemento (Tomado de Burgos Cedeño, 2015)	39
Figura 2-8: Configuración de pilotes (Modificado de Moreno, 2010)	40
Figura 2-9: Pilote sometido a carga lateral (Modificado de braja,2014).....	42
Figura 3-1: Metodología a seguir.....	48
Figura 3-2: Vía Pitalito-Mocoa (Tomado de Google Earth Pro)	49
Figura 3-3: Localización del talud (Tomado de Google Earth Pro)	49
Figura 3-4: Plancha 412 San Juan de Villalobos (Tomado de Ingeominas, 2003)	50
Figura 3-5: Drenajes encontrados en la cota 500 (Modelo realizado en ArcGis).....	47
Figura 3-6: Dirección del flujo superficial (Modelo realizado en ArcGis)	48
Figura 3-7: Perfil estratigráfico (Fuente autoría propia)	57
Figura 4-1 : Muro de contención con terraceo.....	61
Figura 4-2: Geometría y fuerzas sobre el muro de contención.....	63
Figura 4-3: Pilote en voladizo	64
Figura 4-4: Pilotes tangentes vista en planta	64
Figura 4-5: Datos anclados.....	67

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 3-1: Parámetros geotécnicos del material bajo la vía	53
Tabla 3-2: Resumen de parámetros geotécnicos obtenidos para los estratos del primer sondeo según el tipo de suelo	54
Tabla 3-3: Resumen de parámetros geotécnicos obtenidos para los estratos del segundo sondeo según el tipo de suelo	54
Tabla 4-1: Aceleración horizontal y vertical en condiciones de sismo	60
Tabla 4-2: Análisis de estabilidad global.....	60
Tabla 4-3: Materiales del muro de contención	61
Tabla 4-4: Materiales de relleno.....	62
Tabla 4-5: Materiales del suelo	62
Tabla 4-6: Geometría del muro de contención	62
Tabla 4-7: Factores de seguridad para condiciones estáticas	63
Tabla 4-8: Factores de seguridad para condiciones pseudo estáticas	63
Tabla 4-9: Datos del pilote en voladizo para ingresar a Plaxis	58
Tabla 4-10: Momentos y cortantes máximos del pilote.....	60
Tabla 4-11: Factores de seguridad para el sistema de contención con pilotes	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 4-12: Diseño malla de torsión sistema TECCO.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 4-13: Momentos y cortantes máximos de los dados anclados	66
Tabla 4-14: Factores de seguridad para el sistema de contención con anclajes	69
Tabla 4-15: Costo del muro de contención	70
Tabla 4-16: Costo del sistema de contención pilotes en voladizo	70
Tabla 4-17: Costo del sistema de dados anclados.....	71
Tabla 6-1: Transformación del ángulo de fricción según la energía transferida (Tomado de Álvarez, C, E, & Cárdenas, 2015)	84
Tabla 6-2: Obtención del ángulo de fricción del estrato Q2C1 según la energía transferida	85

Tabla 6-3: Obtención del ángulo de fricción del estrato QSR según la energía transferida	85
Tabla 6-4: Obtención del ángulo de fricción del estrato E2E3Pei según la energía transferida.....	86
Tabla 6-5: Valores típicos de parámetros para rocas (tomado de Hoek & Bray, 1983).....	87
Tabla 6-6: Valores típicos para suelos (tomado de Bañón Blázquez, 2000)	88
Tabla 6-7: Determinación del módulo de elasticidad con la prueba SPT (Tomado de E, Bowles, RE, & S.E, 1997)	89
Tabla 6-8: Determinación del módulo de elasticidad con la prueba SPT.....	89
Tabla 6-9: Valores o rangos para la relación de Poisson (Tomado de E, Bowles, RE, & S.E, 1997)	90
Tabla 6-10: Geometría del muro y datos iniciales.....	91
Tabla 6-11: Material de relleno	91
Tabla 6-12: Suelo de cimentación	92
Tabla 6-13: Evaluación de empujes I	92
Tabla 6-14: Presión del suelo.....	92
Tabla 6-15: Presión del sismo	92
Tabla 6-16: Fuerzas resistentes	93
Tabla 6-17: Análisis para condiciones estáticas	93
Tabla 6-18: Análisis para condiciones pseudo estáticas.....	93
Tabla 6-19: Excentricidad en la base del muro.....	94
Tabla 6-20: Esfuerzos sobre la cimentación	94
Tabla 6-21: Datos de entrada para diseño del vástago	94
Tabla 6-22: Verificación a cortante del vástago	94
Tabla 6-23: Diseño a flexión del vástago	95
Tabla 6-24: Diseño a temperatura y contracción del vástago.....	95
Tabla 6-25: Datos de entrada para diseño de la punta	95
Tabla 6-26: Verificación a cortante de la punta	96
Tabla 6-27: Diseño a flexión de la punta	96
Tabla 6-28: Diseño a temperatura y contracción de la punta	96
Tabla 6-29: Datos de entrada para diseño del talón	97
Tabla 6-30: Verificación a cortante del talón	97
Tabla 6-31: Diseño a flexión del talón	97
Tabla 6-32: Diseño a temperatura y contracción del talón.....	98
Tabla 6-33: Datos iniciales para el diseño de pilotes	99
Tabla 6-34: Diseño a flexión de pilotes.....	99
Tabla 6-35: Verificación a cortante de pilotes.....	99
Tabla 6-36: Momentos y cortantes en pilotes.....	100

Tabla 6-37: Refuerzo a cortante	102
Tabla 6-38: Datos para iniciales de dados anclados.....	103
Tabla 6-39: Datos para determinar la capacidad de carga.....	103
Tabla 6-40: Capacidad de carga con Terzaghi	104
Tabla 6-41: Excentricidad en los dados	104
Tabla 6-42: Espesor y distancia efectiva de los dados.....	104
Tabla 6-43: Verificación a cortante de los dados	104
Tabla 6-44: Diseño a flexión de los dados	104
Tabla 6-45: Momentos y cortantes en dados anclados	105
Tabla 6-46: Costo de pilote en voladizo por metro de profundidad	107
Tabla 6-47: Costo muro de contención por metro lineal	108
Tabla 6-48: Costo de dados anclados por unidad	109

Lista de Gráficos

	Pág.
Gráfico 6-1: Angulo de fricción efectivo del estrato Q2C1.....	85
Gráfico 6-2: Angulo de fricción efectivo del estrato QSR.....	86
Gráfico 6-3: Ángulo de fricción efectivo del estrato E2E3PEI.....	87
Gráfico 6-4: Cortantes en pilote	101
Gráfico 6-5: Momentos en pilote	101
Gráfico 6-6: Cortantes en dados anclados.....	106
Gráfico 6-7: Momentos en dados anclados.....	106

Lista de Símbolos y abreviaturas

K_a	Presión activa
K_p	Presión pasiva
β	Inclinación de la pendiente
\emptyset	Ángulo de fricción interna del suelo
\emptyset'	Ángulo de fricción interna del suelo efectivo
c	Cohesión del suelo
γ	Peso unitario del suelo
E_s	Módulo de elasticidad
μ	Módulo de Poisson
k	Permeabilidad
T_c	Espesor real de las tiras de refuerzo empleadas en la construcción
$T_{diseño}$	Espesor de las tiras determinado en cálculos de diseño
r	Tasa de corrosión
D_{50}	Tamaño de partícula correspondiente al 50% que pasa y representa el tamaño medio de grano
P_a	Presión activa de la tierra
P_v	Presión vertical de la tierra
P_{ve}	Presión vertical dinámica
P_e	Presión dinámica
W_c	Peso del concreto
Q_u	Carga última del pilote
Q_s	Carga soportada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote
Q_p	Carga soportada en la punta del pilote
N	Número de golpes
BGG	Ancho mínimo de la apertura de la geomalla

MSE Estructuras mecánicamente estabilizadas

SIG Sistema de información geográfica

MED Modelo de elevación digital

ANI Agencia Nacional de Infraestructura

SPT Ensayo de penetración estándar

Capítulo 1

1. Introducción

Los sistemas de contención son de gran importancia en el desarrollo de proyectos en la ingeniería civil, especialmente en estabilización de taludes. La Estabilidad del talud depende de una serie de factores, según Sanhueza & Rodríguez, (2013) para realizar un buen diseño de sistemas de contención es necesario conocer las condiciones del sitio tales como ángulo de fricción, coeficiente de cohesión, topografía, modelo geológico, ascenso y descenso del nivel freático debido a situaciones estacionales y/o escorrentía, relleno, meteorización del perfil estratigráfico y cargas que actúan en el talud de estudio, entre otros.

Los sistemas de contención más utilizados y disponibles en el mercado son pilotes, muros de contención, anclajes activos y pasivos. Son métodos que se han implementado durante los últimos años en la Ingeniería Colombiana, y los criterios de diseño varían según los conceptos propios del ingeniero que los diseña.

El presente trabajo se realiza para la vía Mocoa-San Juan de Villalobos (departamento del Cauca) y Pitalito (Departamento del Huila). En este sector se detectan varios sitios inestables, entre ellos se encuentra el PR 70 + 800, el cual es uno de los puntos más críticos de este corredor vial y falló parcialmente en el mes de noviembre del 2015. Un deslizamiento conlleva a que el paso sea restringido afectando la economía de la región, viéndose reflejado en el sector turístico, ganadero y agrícola. Teniendo en cuenta lo anterior este proyecto de grado propone tres alternativas para la estabilización del sector el PR 70 + 800 mediante la evaluación de sistemas de contención y determinar la viabilidad de cada uno desde un punto de vista técnico y económico. Los sistemas que se analizaran son: Muro de contención, pilotes en voladizo y dados anclados con malla de triple torsión.

1.1 Antecedentes

Para realizar el diseño del sistema de contención de un talud se deben tener en cuenta reglamentos establecidos, tales como, United States Army Corps of Engineers (USACE) a

nivel internacional, La Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-14) y El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) título H a nivel nacional. A continuación, se presentan algunos estudios donde se evalúan diferentes métodos de contención para la estabilidad de taludes a nivel internacional y nacional, en los cuales se identifican los principales objetivos, metodologías implementadas y sus principales hallazgos.

1.1.1 Internacional

Botello, (2015) realizó una investigación sobre el estudio del comportamiento de los micropilotes que están sometidos a flexión y cortante en estructuras de tierra, el cual obtuvo los siguientes resultados; el aumento en la rigidez o longitud de los micropilotes no afecta de manera importante el factor de seguridad obtenido y para conseguir un aumento del factor de seguridad se ubican los micropilotes en la cara del talud.

Jara, (2008) diseña y modela una infraestructura de contención de tierras a base de materiales compuestos, evaluando su interacción con el terreno y su comportamiento estructural, donde han sido analizadas dos tipos de estructuras de contención, las cuales son muros de gravedad tipo ménsula y muros de tierra mecánicamente estabilizada, esta actúa como una estructura de gravedad y la interacción depende del suelo y flejes de refuerzo, en este tipo de estructuras el diseño en materiales compuestos se optimiza al máximo y los materiales compuestos se usan principalmente como componentes estructurales de elementos constructivos.

En China Sun, Zhu, & Wang, (2013) realizan el análisis de la estabilización de un talud con micropilotes. En el cual se analizó que el movimiento de la pendiente cesó con la estabilización que se realizó con los micropilotes.

En Eslovaquia Harabinová, (2017) evalúa la estabilidad de taludes en carretera y analizan donde se encuentra la superficie de deslizamiento más desfavorable, luego realizan una propuesta de medidas de mejoramiento donde proponen una geomalla y anclajes.

1.1.2 Nacional

En vía Bucaramanga-Cúcuta Caballero (2014) propone alternativas de estabilización para el talud ubicado en K8+600, a partir de la caracterización geomecánica de la zona, estableciendo cuál de estas es la más apropiada y que mejor se ajusta al suelo que compone el talud. Se estableció que el método más adecuado en la estabilización del talud es el de la pantalla anclada con pernos, debido que al realizar los cálculos en condición

estática y dinámica utilizando los métodos de análisis de factor de seguridad de Janbu, Bishop y Spencer, se alcanzó los valores más altos cumpliendo con la normatividad vigente.

Por otra parte, un trabajo realizado por Coronel & Tavera, (2010) en el cual comparan el método de estabilización de taludes con pantallas ancladas a nivel regional con los demás métodos de estabilización tradicionales en función del tiempo y funcionalidad en el área metropolitana de Bucaramanga. En esta investigación se conocen que las características del suelo y altos índices de erosión los cuales deben ser controlados con anclajes temporales.

1.2 Planteamiento del problema

Frecuentemente se presentan deslizamientos en los taludes viales, los cuales generan una serie de impactos, tales como: destrucción de la infraestructura vial, impacto ambiental y socioeconómicos a causa de la limitación del transporte vial debido a la afectación total o parcial de la calzada. Debido a esto se han implementado estructuras de contención para la estabilización de taludes.

El presente trabajo tomará lugar en el corredor vial Santana-Mocoa-Neiva en el sector Mocoa a San José de Villalobos (departamento del Cauca) y Pitalito (departamento del Huila), PR 70 + 800, donde se presentó un deslizamiento afectando la calzada del corredor vial. Por ende, se realizará la evaluación de tres alternativas, tales como: muro de contención, pilotes en voladizo y dados anclados con malla de triple torsión para la estabilización del talud.

De acuerdo con esta situación, el interrogante principal del proyecto propuesto se define como:

¿Cuál es el método de estabilización más económico y que se ajusta a las condiciones geomecánicas del sitio cumpliendo con la normativa?

1.3 Justificación

Una gran parte de las vías del país se encuentran cerradas o en mantenimiento debido a problemas de inestabilidad en taludes. Los cierres en las vías en gran parte son generados por deslizamientos de laderas o taludes que no han recibido ningún tipo de intervención, y en otras ocasiones se ha presentado la falla de taludes aun cuando estos han sido intervenidos, generando pérdidas económicas en la región de afectación.

El presente proyecto será realizado mediante el uso de la información solicitada previamente con carta formal a la Agencia Nacional de Infraestructura (ANI) y al consultor del Consorcio Geotecnia Aliada. La información solicitada hace referencia al estudio de estabilización del sitio inestable UF5-SI07 PR70+800, ubicado en el corredor vial Pitalito-San Juan de Villalobos. Para la ejecución del proyecto se interpreta la información acerca del sitio tales como: geología, estratigrafía del sitio, condiciones climáticas, resultados de laboratorio; con el fin de evaluar alternativas sobre las estructuras de contención idóneas y óptimas para implementar, dando respuesta a la inestabilidad del talud.

1.4 Objetivos

Evaluar tres alternativas como sistemas de contención para el sector Mocoa a San Juan de Villalobos en el PR 70+800 en la vía que comunica Mocoa-San Juan de Villalobos.

- Evaluar alternativas de estabilización que se ajusten a la caracterización geotécnica y geomecánica del sitio, mediante el software Plaxis para analizar la viabilidad de cada una mediante la comparación de factor de seguridad y costos.
- Hacer un análisis de relación costo-beneficio de cada una de las alternativas evaluadas y seleccionar la alternativa que presenta mayores beneficios.

1.5 Alcances y Limitaciones

1.5.1 Alcances

- El presente proyecto propone tres alternativas para realizar la estabilización del talud.
- Evaluar las condiciones en las cuales se encuentra el talud.
- Verificar las alternativas óptimas para la estabilización del talud.
- Estimar costos de cada estructura de contención.

1.5.2 Limitaciones

- Falta de recursos económicos para realizar visitas de campo y estudios adicionales.
- El análisis se realizará para estructuras que sean viables en la región con respecto a la obtención de materiales a utilizar para la construcción.

1.6 Estructura del informe

En el capítulo 1 (Introducción) se encuentran los antecedentes, planteamiento del problema, justificación, objetivos, alcances y limitaciones. Los cuales permiten tener un conocimiento previo de estudios realizados de análisis de estabilidad de taludes a nivel nacional e internacional, también permite conocer la razón por la cual se plantea el problema y su justificación. Además, muestra cada uno de los alcances y limitaciones del proyecto, los cuales son muy importantes que el lector los tenga presente.

El capítulo 2 (Marco teórico) presenta los conceptos que permiten entender el problema e interpretar los resultados de los modelos realizados; para lo anterior se contextualiza, sobre cómo actúa la presión de tierra sobre una estructura de retención, diferentes sistemas de estabilización de un talud y todas las variables que influyen en su comportamiento, tales como: muro de contención, pilotes en voladizo y dados anclados con malla de triple torsión. Este conocimiento se presenta en base a los siguientes componentes: tipos y dimensionamiento de muros de contención, tipos de anclajes y sus partes. Además, se presenta la importancia de los sistemas de información geográfica en la estabilidad de taludes y una breve descripción sobre el uso de los softwares empleados en el desarrollo del proyecto.

El capítulo 3 propone una metodología para evaluar alternativas de sistemas de contención. Inicialmente se habla sobre la información suministrada para el desarrollo y modelamiento de los sistemas de estabilización; luego se describe la geología, se determinan las condiciones de flujo superficial y la caracterización geotécnica del sitio de estudio por medio de correlaciones realizadas. Luego se define el perfil de diseño y se evalúan cada una de las alternativas propuestas, finalmente se efectúa el análisis de costo beneficio.

En el capítulo 4 se realizan los resultados y análisis, en los resultados se evalúan cada una de las alternativas propuestas y se efectúa el análisis costo beneficio. En el capítulo 5 se genera una discusión sobre los resultados obtenidos. En el capítulo 6 se presentan las conclusiones y limitaciones del proyecto.

Capítulo 2

2. Marco teórico

2.1 Presión lateral de tierra

Según M.Das, (2016) la presión de tierra o suelo siempre se encuentra presente en taludes verticales o casi verticales donde son soportados por muros de contención, ya sean en concreto simple o reforzado, también en muros tablaestacas en voladizo, muro de muelles de tabla-estacas, cortes apúntalos y otras estructuras similares. Para realizar un diseño adecuado y óptimo de las estructuras de contención nombradas anteriormente, se requiere una estimación de la presión lateral de tierra, que está en función de variables, tales como a) el tipo y la cantidad de movimiento de los muros, b) los parámetros de la resistencia cortante del suelo, c) el peso específico del suelo y d) las condiciones de drenaje en el relleno. En la figura 2-1 Se muestra un muro de retención de altura H para diferentes presiones laterales existentes.

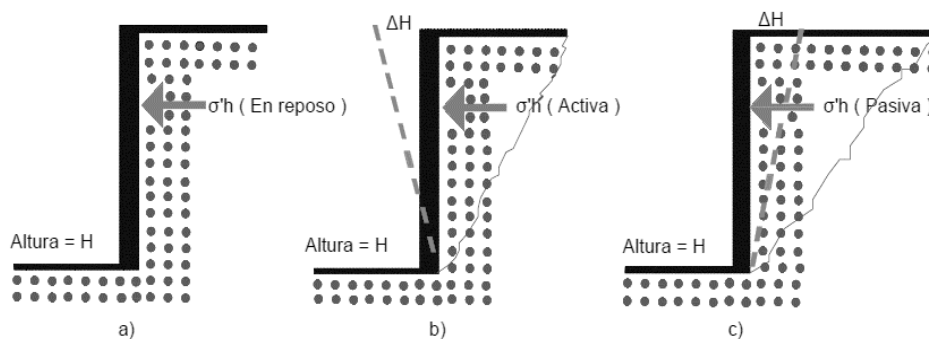


Figura 2-1: Presión lateral de tierra sobre un muro de retención (modificado de Braja, 2014)

2.2 Teoría de Rankine

Braja, (2014) define el termino de equilibrio plástico como la condición en la que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar.

La teoría de Rankine se desarrolló en el año 1857, la cual consiste en el cálculo de las presiones de tierra activas y pasivas. Esta solución supone la superficie vertical suelo-pared, donde el suelo está totalmente cohesionado y la pared esta friccionando, además de eso, se basa en la hipótesis que el terreno presenta superficie libre plana y la fuerza resultante es paralela a la superficie libre del talud, por ende, presenta dos series de superficies planas de rotura, formando así ángulos de $45 + \varphi/2$ con respecto a la horizontal.

La ecuación de los coeficientes de presión activa K_a y presión pasiva K_p aparecen a continuación:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - (\cos^2\beta - \cos^2\varnothing)^{1/2}}{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\varnothing)^{1/2}}$$

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\varnothing)^{1/2}}{\cos\beta - (\cos^2\beta - \cos^2\varnothing)^{1/2}}$$

Donde, β es la inclinación de la pendiente y \varnothing el ángulo de fricción interna del suelo.

2.3 Teoría de Coulomb

Según M.Das, (2016) la teoría de Coulomb se desarrolló en el año 1776, Coulomb estudió el problema de las presiones laterales del terreno y estructuras de contención, siendo el primero en estudiar dicho problema, considerando la fricción entre el muro y el terreno; donde dio un enfoque diferente del problema de empujes sobre muros y lo hace considerando las cuñas de falla, fuerza que satisface las condiciones de equilibrio, además tiene en cuenta el ángulo de inclinación del muro y del suelo sobre el muro de contención.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varnothing - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varnothing) \sin(\varnothing - \beta)}{\cos(\delta + \varnothing) \cos(\varnothing - \beta)}}\right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varnothing + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varnothing) \sin(\varnothing + \beta)}{\cos(\delta - \varnothing) \cos(\varnothing - \beta)}}\right)^2}$$

2.4 Muros

2.4.1 Muros de retención

Según (M.Das, 2016) un muro de contención es un elemento construido con el fin de detener los empujes horizontales de masas de tierra. Sin embargo, no solo debe soportar empujes horizontales transmitidos por el terreno, también debe recibir los esfuerzos verticales producidos por pilares, paredes de carga y estructuras encima del mismo. La mayoría de los muros de retención se construyen de hormigón armado, generalmente en terraplenes sosteniendo el talud o pared de tierra con pendiente pronunciada; de acuerdo con su función existen dos tipos principales, tales como: contención de tierras y contención de líquidos.

Además, (Felipe Padra, 2011) divide los muros de retención en dos categorías principales: muros de retención convencionales y muros de tierra estabilizados mecánicamente. Los muros de retención convencionales se clasifican en cuatro tipos generalmente:

Muros de retención de gravedad, se construyen en concreto plano o mampostería de piedra, dichos muros dependen de su propio peso y cualquier apoyo del suelo sobre la mampostería para la estabilidad, este tipo de construcción no es económico para los muros altos. También se tienen los muros de retención de semigravedad, donde una pequeña cantidad de acero puede ser utilizada para la construcción de muros de gravedad, minimizando de este modo el tamaño de las secciones de pared. Por último, los muros de retención con contrafuerte son similares a las paredes reforzadas, sin embargo, a intervalos regulares tienen delgadas losas de concreto vertical conocidas como contrafuertes, que unen a la pared y la losa de base. El propósito de los contrafuertes es reducir el esfuerzo cortante y los momentos de flexión.

2.4.2 Muros en tierra estabilizados mecánicamente

El concepto actual de análisis y diseño sistemático fue desarrollado por un ingeniero francés, H. Vidal. Según (Braja, 2014) el uso de la tierra mecánicamente estabilizada (MSE) es un desarrollo reciente en el diseño y construcción de cimentaciones y estructuras de contención de tierras. La MSE es un material de construcción a partir de suelo que ha sido reforzado con elementos de refuerzo tales como varillas, telas no biodegradables (geotextiles), geomallas y similares, además, el primer muro de contención con tiras de metal como refuerzo en Estados Unidos fue construido en 1972 en el sur de California.

Según (M.Das, 2016) considera que el procedimiento para el diseño de cualquier muro de contención estabilizado mecánicamente está compuesto por la estabilidad interna y

estabilidad externa del muro. A continuación, se presentan las consideraciones en el esfuerzo del suelo. En la mayoría de los casos, se utilizan tiras metálicas galvanizadas como refuerzo en el suelo. Sin embargo, el acero galvanizado está expuesto a la corrosión, la rapidez de la corrosión depende de varios factores medioambientales.

Binquet y Lee (1975) sugirieron que la tasa promedio de corrosión de tiras metálicas de acero varía entre 0.025 y 0.050 mm/año. Por lo tanto, en el diseño actual del refuerzo, se debe tomar en cuenta la tasa de corrosión.

$$T_c = T_{diseño} + r(\text{vida util de la estructura})$$

Donde; T_c es el espesor real de las tiras de refuerzo empleadas en la construcción, $T_{diseño}$ es el espesor de las tiras determinado en cálculos de diseño y r es la tasa de corrosión.

2.4.3 Dimensionamiento de muros de retención

La mayoría de los tipos de muros requieren considerar los empujes que actúan sobre el cuerpo que hacen parte del muro, teniendo en cuenta, las fuerzas actuantes sobre el mismo, donde tradicionalmente se hacen análisis de deslizamiento, volcamiento y capacidad de carga.

Según (M.Das, 2016) Para el dimensionamiento de muros de retención el ingeniero geotécnico debe conocer la fuerzas presentes que actúan sobre el muro tales como la presión lateral del suelo, la supresión y el peso propio del muro. Después de conocer dichas variables, se deben verificar las fallas posibles por inestabilidad, volcamiento, deslizamiento a lo largo de la base, capacidad de carga. Finalmente, cada componente de la estructura se verifica por resistencia y se determina el reforzamiento de acero de cada componente.

▪ Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño

Según (Braja, 2014) para implementar los cálculos de la presión lateral de tierra, un ingeniero está sujeto a realizar suposiciones simples. En muros en voladizo, para usar correctamente la teoría de la presión de tierra de Rankine para las revisiones de estabilidad, según (M.Das, 2016) se debe trazar una línea vertical AB por el punto A, ubicado en el borde del talón de la losa de base en la figura 2-2. La condición activa de Rankine se supone que existe a lo largo del plano vertical AB. Luego se pueden utilizar las ecuaciones de la presión de tierra de Rankine para calcular la presión lateral sobre la cara AB del muro. En el análisis de la estabilidad del muro, se debe tomar en cuenta la fuerza P_a (Rankine), el peso del suelo arriba del talón y el peso W_c del concreto. A continuación, se

presentan algunos esquemas de los empujes que actúan sobre los diferentes tipos de muros.

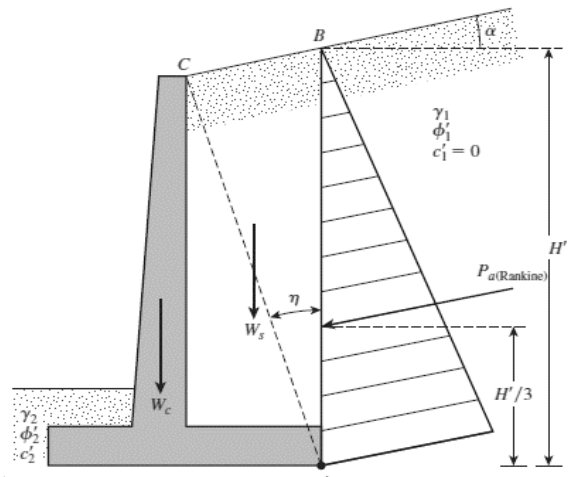


Figura 2-2: Presión lateral de tierra, muro en voladizo (Tomado de Braja, 2014)

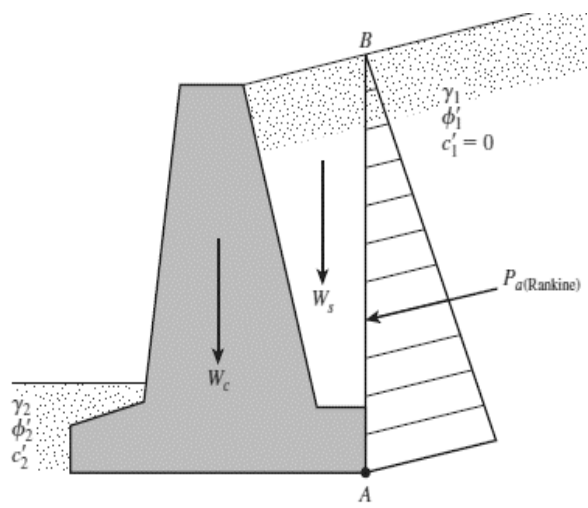


Figura 2-3: Presión lateral de tierra, muro de gravedad (Tomado de Braja, 2014)

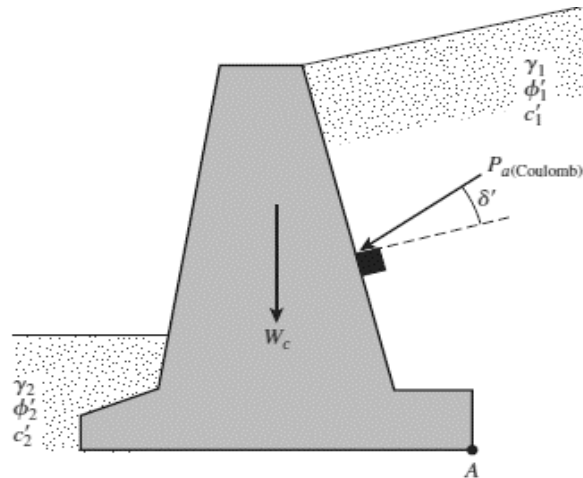


Figura 2-4: Presión lateral de tierra en muro de gravedad (Tomado de Braja.2014)

Según, (Braja, 2014) precisa cinco formas en la que un muro puede llegar al fallo, las cuales son las siguientes: volcamiento, deslizamiento, pérdida de capacidad de soporte de carga, asentamiento excesivo y falla por cortante.

2.5 Anclajes

El anclaje es un elemento capaz de transmitir las fuerzas de tracción que le son aplicadas a un lecho de terreno resistente. El uso de anclajes se ha expandido por todo el mundo y se encuentra en diferentes tipos de estructura, pero según (Tavera, 2010) el campo más beneficiado ha sido el de contención de taludes en excavaciones.

Según (Tavera, 2010) el principal objetivo de los anclajes es resistir el empuje del suelo, con el fin de mejorar las condiciones de equilibrio de una estructura o talud y a su vez aumentar la resistencia al esfuerzo constante al cual está sometido el suelo, actuando como muro de contención. No obstante, el sistema está expuesto a empujes que ocasionan fallas en las que están relacionadas el peso del material confinado y la resultante de los empujes.

Los sistemas de anclajes se dividen en dos grupos: activos y pasivos. El anclaje activo es un elemento pre-tensionado poco tiempo después de su instalación, lo cual permite que el anclaje suministre gran resistencia rápidamente. Por el contrario, el anclaje pasivo no se tensiona luego de su instalación, con el fin de que el material circundante realice movimientos hasta lograr el tensionamiento señalado en el diseño. Los sistemas de anclajes transfieren el esfuerzo de tensionamiento a través del bulbo de anclaje o longitud de empotramiento. En la longitud de empotramiento se inyecta un material que se acomoda a la perforación realizada; usualmente el material de relleno es lechada

compuesta por cemento y agua, que se consolidan hasta lograr el confinamiento requerido.

2.5.1 Pantallas ancladas pretensadas

Según (Coronel Gutierrez & Tavera Calderon, 2010) las pantallas ancladas pretensadas consisten en la colocación de una serie de torones de acero anclados en su punta dentro de un macizo rocoso y por debajo de la superficie de falla. El tensionamiento transmite un esfuerzo adicional a la roca, dando lugar a una modificación de esfuerzos normales sobre la superficie de falla logrando que aumente la resistencia al movimiento (Ver figura 2-5)

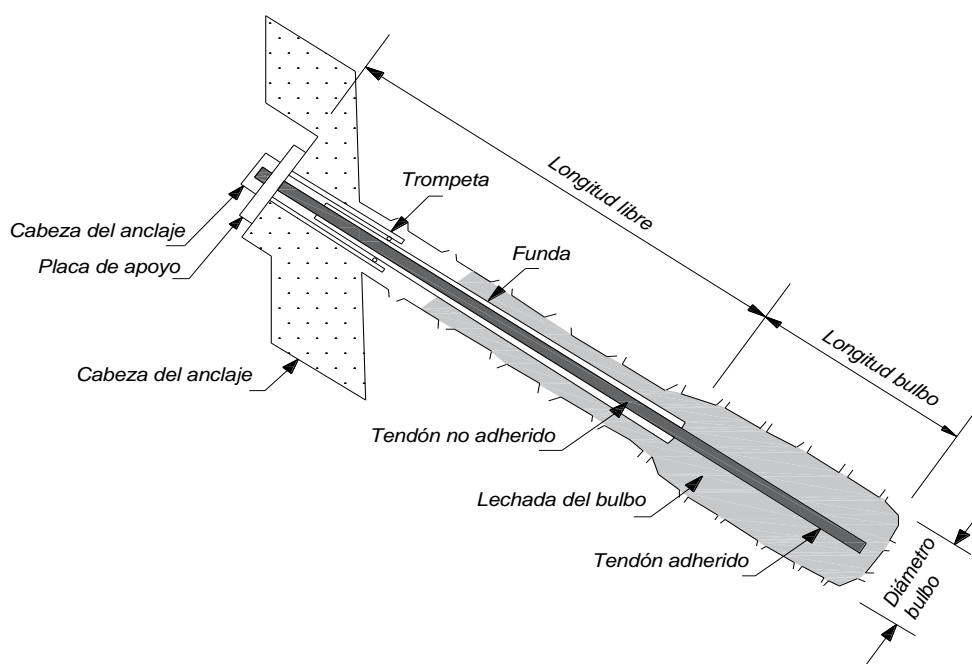


Figura 2-5: Partes de un anclaje activo (Modificado de P.J.Sabatini, 1999)

- **Longitud del anclaje:** La longitud del anclaje según (P.J. Sabatini, 1999) no es recomendable usar longitudes inferiores a 9 metros ni superiores a 25 metros.
- **Zona libre:** Generalmente se encuentra en la zona inestable del perfil estratigráfico, ésta no desarrolla adherencia entre el tendón y el suelo, su función es compensar las deformaciones plásticas que se presentan en el bulbo.
- **Cabeza del anclaje:** Tiene una superficie de apoyo la cual transmite la carga a tensión desarrollada en el bulbo al terreno próximo que se desea estabilizar.
- **Zona de bulbo:** Se encuentra ubicada en la zona estable del perfil teniendo como objetivo desarrollar una fuerza de adherencia entre el anclaje y el suelo, es la longitud de varilla que es cementada y tiene una longitud mayor a 3 metros.

2.5.2 Tipos de bulbo de anclaje

Según (Cabeza Pinzón & Sossa Malagón, 2015) para seleccionar el sistema de inyección se debe tener en cuenta el tipo de terreno en el cual va a ser fijado el bulbo y la capacidad de carga requerida del anclaje. La capacidad de los anclajes por lo general depende del tipo de inyección y la presión con la que se realiza. Algunas veces cuando la presión de inyección es alta, la fricción que se desarrolla entre el suelo y el bulbo es mayor, logrando así un bulbo más resistente comparado con inyecciones por gravedad. A continuación, se ilustra los tipos de bulbo según inyecciones de lechada en anclajes.

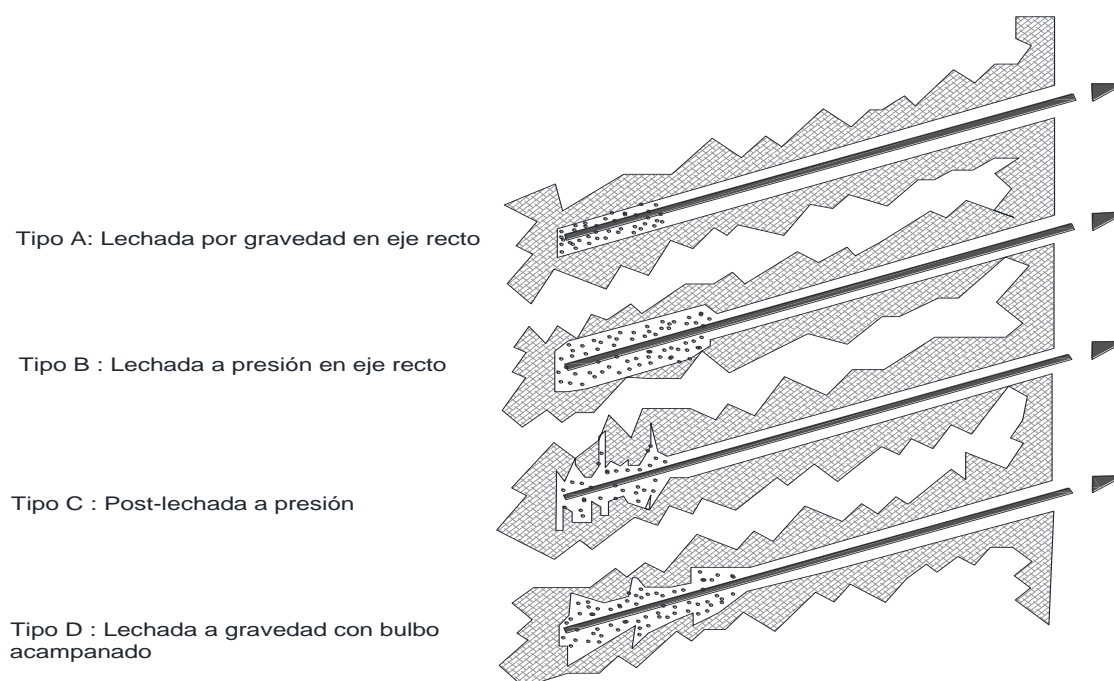


Figura 2-6: Tipo de bulbos según su inyección (modificado de Littlejohn, 1980)

- **Inyección por gravedad:** Este método de inyección se evidencia en el tipo A y D, este método requiere que la perforación tenga más de 10° de inclinación con la vertical para permitir el llenado, se utiliza principalmente en taludes en roca sana o en suelos cohesivos duros (Suarez).
- **Inyección a presión:** Este método se puede evidenciar en el tipo B y C, la lechada se inyecta a presión para que penetre dentro del suelo granular o roca fracturada, la presión puede aumentar el diámetro del hueco y producir esfuerzos normales más altos sobre la pared. El tipo B es un anclaje inyectado con presión inferior a 145 psi, se evidencia que el diámetro del bulbo se amplía cuando se infiltra la lechada, se utiliza principalmente en roca fisurada o suelos granulares. El tipo C ha sido

inyectado con una presión superior a 290 psi, el bulbo aumenta por fractura hidráulica del suelo, se utiliza principalmente en suelos sin cohesión (Suarez).

2.5.3 Anclajes con pernos

Según (Burgos Cedeño, 2015) este tipo de anclajes se constituyen por varillas de acero que se colocan dentro de la perforación a la cual se le inyecta lechada con el fin de unir la varilla al macizo rocoso. La capacidad de refuerzo depende de la resistencia a la adherencia entre el perno y macizo rocoso.

Según (Caballero Olarte, 2014) los anclajes pasivos evitan que se caiga el material generando un refuerzo al macizo se utiliza generalmente en mantos de roca o bloques sueltos, por eso es muy importante que se coloquen los anclajes previamente a una excavación a medida que avanza el corte se deben ir instalando en la parte superior de este.

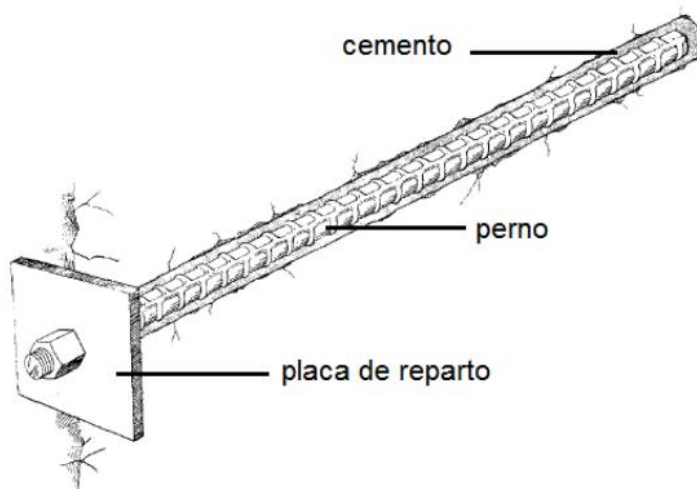


Figura 2-7: Esquema adherido con cemento (Tomado de Burgos Cedeño, 2015)

2.6 Pilotes

Los pilotes de cimentación son elementos estructurales muy utilizados para estabilizar movimientos de masas, estos pueden ser construidos en acero, concreto y madera según (Braja, 2014). Además, normalmente se tienen diferentes tipos de pilotes utilizados para soportar cargas por punta, carga por fricción y pilotes en voladizo. En algunos sistemas de contención se utilizan pilotes en concreto reforzado con el fin de soportar cargas laterales generadas por presiones de tierra y agua.

2.6.1 Pilotes en concreto

Según (Braja, 2014) los pilotes en concreto se pueden dividir en dos categorías básicas: prefabricados y fabricados in situ. Los pilotes prefabricados se pueden preparar empleando un refuerzo ordinario y pueden tener una sección transversal cuadrada u octagonal, teniendo una geometría establecida según el fabricante. Asimismo, los pilotes fabricados in situ tienen las características y el refuerzo necesario con el fin de resistir el momento flector y la carga vertical.

(Moreno, 2010) define que los pilotes en concreto reforzado se colocan en hileras para formar una pantalla de pilotes. Normalmente se usan tres tipos de configuraciones, las cuales son las siguientes: a) Pilas tangentes, que se encuentran una exactamente a continuación de la otra en línea recta. b) Pilas secantes, que se traslapan la una con la otra en la configuración en planta. c) Pilas espaciadas, que se encuentran separadas y el muro se forma por efecto de arco entre ellas. (Véase Figura 2-8).

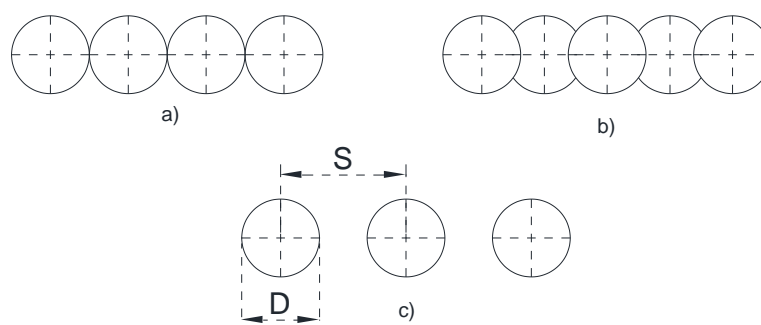


Figura 2-8: Configuración de pilotes (Modificado de Moreno, 2010)

Para determinar el espaciamiento entre pilotes y su longitud de empotramiento en el suelo inmóvil, se deben cumplir las siguientes condiciones: la presión lateral sobre el pilote debe ser menor que su capacidad de soporte bajo cargas horizontales y el suelo entre pilotes no debe ser extruido según (Vallejo, 2002). La separación entre pilotes pre-excavados con diámetros entre 50 centímetros y un metro, normalmente se encuentra entre el rango de $1.5d - 3.0d$ metros centro a centro, esto con el propósito de estabilizar posibles deslizamientos o deslizamientos ya ocurridos con superficie de falla hasta 6.0 metros de profundidad (Suarez J. , Estructuras Enterradas, 2009).

Según (Braja, 2014) la inclusión de un elemento rígido del tipo pilote en un suelo con una superficie de falla definida, contrarresta de dos maneras la acción de una masa de suelo deslizante, tales como: pilotes trabajando con esfuerzos axiales que ejercen una fuerza estabilizadora tomando cargas por rozamiento negativo y pilotes ejerciendo resistencia

normal y lateral para que el suelo no fluya a través de ellos la cual tiende a estabilizarlo según (Vallejo, 2002).

Se supone que las filas de pilotes se comportan como un poste rígido empotrado en el suelo con unos parámetros de suelo establecido. Por lo tanto, la capacidad del pilote está determinada por la profundidad de empotramiento y la capacidad del suelo o roca. Los pilotes se pueden dividir en dos categorías principales, según la longitud y los mecanismos de transferencia de carga al suelo, como: pilotes de carga de punta y pilotes de fricción o pilotes en voladizo según (Suarez J. D., 1998).

2.6.2 Pilotes por fricción en voladizo

Se entiende por pilote en voladizo aquel en que la mayor parte de la carga va a detener al terreno a través del rozamiento por fuste. En este caso, la carga que llega a la punta puede ser pequeña en comparación con la que se transmite por rozamiento a lo largo del fuste del pilote. Esta circunstancia se da habitualmente cuando los pilotes se instalan en terreno homogéneo según (Vallejo, 2002). La longitud de los pilotes de fricción depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote.

El utilizar muros de pilotes atravesando la masa en deslizamiento y empotrándose en terreno estable, ha sido un sistema muy utilizado para estabilizar movimientos de masas. Aun cuando la interacción del suelo y la estructura debe ser el eje fundamental de un óptimo diseño, se debe diferenciar el estudio estructural del geotécnico, siendo este último, el que determinará la capacidad portante lateral de los pilotes desde el punto de vista de la resistencia del suelo. A continuación, se muestra un pilote sometido a carga lateral (figura 2-9)

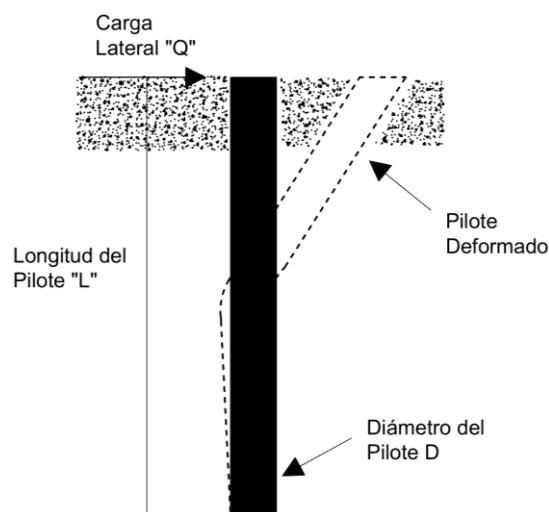


Figura 2-9: Pilote sometido a carga lateral
(Modificado de Braja, 2014)

2.7 Sistema de información geográfica

En la actualidad, la mayor parte de la información que se maneja en cualquier tipo de disciplina está georreferenciada. Un sistema de información geográfica (SIG) es un conjunto de Software y Hardware capaz de capturar, almacenar, manejar, analizar, modelar y representar en todas sus formas la información geográficamente referenciada para resolver problemas complejos de planificación y gestión según (Tomlin, 1990), en otras palabras, un SIG está diseñado específicamente para la adquisición, mantenimiento y uso de datos cartográficos.

Un SIG es un sistema compuesto por cinco componentes principales: datos, tecnología, análisis, procedimientos y personal. Cada una de ellas cumple una función determinada dentro del sistema, el cual se caracteriza fundamentalmente por su naturaleza integradora. La principal ventaja de los SIG radica en su capacidad de procesar información proveniente de diversas fuentes, facilitando su consulta y análisis de forma rápida, directa y veraz. Gracias a esto, los SIG se han convertido en una gran herramienta en la actualidad para la toma de decisiones y desarrollo de planes de actuación frente a diversas situaciones como lo indica (Sastre, 2010)

Un SIG puede tener varios modelos de datos de los objetos geográficos, como: el vectorial y ráster. Es una herramienta aplicable para realizar análisis y cartografía de la susceptibilidad, peligrosidad y riesgo a deslizamientos según (Yépez Rincón, y otros, 2017). El sistema de información geográfica puede proyectar el peligro por inestabilidad de laderas incorporando distintos factores topográficos, geotécnicos, ambientales y de infraestructura. Por medio de las operaciones de vecindad, las cuales tienen relaciones

espaciales de cada celda con su entorno, se pueden extraer características morfométricas e hidrológicas a partir de un modelo de elevación digital. Estas características pueden ser, pendiente, orientación, convexidad, líneas de valles y divisorias de aguas, área de cuenca y orden de la red de drenaje.

Las aplicaciones informáticas que forman parte del ámbito SIG son muy diversas, y su evolución es constante. Todos estos tipos de aplicaciones no son elementos aislados, sino que se relacionan entre sí y dependen en muchos casos los unos de los otros para cobrar sentido como herramientas útiles como lo indica (Olaya, 2014). En la Ingeniería Civil se aplica en la hidrología, geología, estructuras, zonificaciones y muchas más. También se incorporó con el manejo del peligro sísmico a través de la aplicación de ArcGIS.

Con los SIG se pueden generar mapas geológicos, mapas hidrológicos, mapas de uso de suelo y vegetación y obtener datos de precipitación según (Yépez Rincón, y otros, 2017). La hidrología es una potente herramienta para planificar y gestionar los recursos hídricos gracias a que disponen de múltiples opciones para su análisis y evaluación, mediante el uso de los SIG se pueden manejar y crear Modelos de Elevación Digital, delimitación y caracterización de cuencas, estudiar y analizar la distribución espacial de los recursos hídricos.

Con el uso de los SIG se pueden obtener las condiciones de flujo superficial del agua en un talud, con las cuales se pueden conocer la dirección del flujo y cantidad de drenajes o acumulación de agua cerca al talud. El control del drenaje superficial mejora la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión. Al realizar un sistema de contención se debe tener en cuenta el uso sistemas de drenaje, con el fin de evitar deslizamientos futuros y que la estructura pueda funcionar correctamente.

2.8 Metodología de elementos finitos

La Metodología de elementos finitos (MEF) es una técnica numérica que permite dividir un elemento continuo en un número de elementos finitos, siendo así, un método por aproximación numérica que parte del conocido Método Matricial, elevándolo de modo “discreto” a “continuo”. Según (Mora Ferrari, 2018) los elementos finitos se unen unos con otros por medio de nodos compartidos, la nube de nodos y elementos se conoce como malla. Esta malla puede variar en cantidad de nodos y por ende de elementos, a esa variación la conocemos como densidad de malla. Un mismo modelo de elemento finito puede tener elementos de diferentes tamaños o diferente densidad, donde a cada uno de los elementos finitos se determinan los esfuerzos y deformaciones presentes en el elemento a analizar.

Según (Pineda Contreras, 2013) la metodología de elementos finitos enfocados en el campo de mecánica de suelos y geotécnica se implementan debido a las ventajas que tiene MEF, tales como: modelar y analizar una amplia gama de problemas geotécnicos, incluyendo asentamientos del terreno, muros diafragma/tablestacas, estabilidad de taludes, excavaciones, análisis de túneles, cálculo de deformaciones del suelo, entre otros. Donde se pueden emplear varios modelos de materiales para los distintos terrenos y una amplia variedad de elementos estructurales como muros, anclajes y geosintéticos.

2.9 Plaxis

Plaxis comenzó su desarrollo en la Universidad Técnica de Delft en 1987, el objetivo inicial era desarrollar un código de elementos finitos de uso sencillo para analizar el comportamiento de los diques y terraplenes construidos sobre los suelos blandos de los ríos de Holanda. En los años siguientes, Plaxis creció para cubrir otras áreas de la ingeniería geotécnica hasta conseguir formar en 1993, debido a sus continuas actividades de crecimiento, una compañía llamada Plaxis BV (Plaxis, 2004). En este programa el comportamiento mecánico de los suelos puede ser modelado con diferentes grados de precisión según el modelo constitutivo empleado; uno de los modelos más empleados es el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb que involucra cinco parámetros, el módulo de Young (E), el coeficiente de Poisson (ν), el ángulo de rozamiento interno (ϕ), la cohesión (c) y el ángulo de dilatación (ψ).

Actualmente, Plaxis es un programa computacional que utiliza el método numérico de elementos finitos, para el cálculo de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos de distintas naturalezas, donde es capaz de realizar un análisis en dos dimensiones de la deformación y la estabilidad en ingeniería geotécnica y mecánica de rocas. Además, (Plaxis, 2004) está equipado con funciones para hacer frente a diversos aspectos de la complejidad de las estructuras geotécnicas tales como: generación de malla automática, placas, interfaces, anclas, geomallas, modelo de Mohr-Coulomb y factor de seguridad.

2.10 ArcGIS

Es el nombre de un conjunto de productos de software en el campo de los Sistemas de Información Geográfica (SIG). Según (Puerta Tuesta, Rengifo Trigozo, & Bravo Morales) ArcGIS es un sistema de información geográfica, el cual posee una interfaz gráfica de usuario de manejo sencillo, que permite cargar con facilidad datos espaciales y tabulares para ser mostrados en forma de mapas, tablas y gráficos, también provee las herramientas necesarias para consultar y analizar los datos y presentar los resultados como mapas con

calidad de presentación. ArcGIS está compuesto por tres aplicaciones que están incluidas en ArcInfo, ArcEditos y ArcView, las cuales son ArcMap, ArcCatalog y ArcToolbox. Trabaja con dos formatos de almacenamiento de datos espaciales, formato ráster y vectorial. El formato ráster se basa en fotografías, imágenes o información digital de un mapa. El cual trabaja con celdas de igual tamaño que poseen un valor y está orientado para representar fenómenos tradicionalmente geográficos que varían continuamente como la pendiente del terreno.

Según (Puerta Tuesta, Rengifo Trigozo, & Bravo Morales) entre las aplicaciones se encuentra ArcInfo con la cual se puede crear y editar. Realiza operaciones avanzadas de datos de SIG de análisis y modelos, análisis de superposición, análisis de proximidad, análisis de superficie, publicar, convertir datos en muchos formatos, gestionar bases de datos geográficas personal y multiusuario, entre otras. Con la aplicación ArcEditor se pueden crear y editar geodatas, crear y modificar bases de datos y esquemas de bases de datos para ficheros shape, cobertura, geodatabases personales. También se encuentra la aplicación ArcView la cual incorpora funciones avanzadas de visualización, análisis y consulta de datos, así como la capacidad de crear y editar bases de datos geográficos y alfanuméricos, así mismo contiene ArcMap, ArcCatalog y ArcToobox.

Capítulo 3

3. Metodología para garantizar la estabilidad del talud en el sector Mocoa a San Juan de Villalobos Pr70+800

En el presente capítulo se plantea la metodología implementada para determinar la alternativa más viable en el ámbito técnico y económico para la estabilización del talud en el sector de Mocoa a San Juan de Villalobos en el km 70+800. Para ello se establece la geología por medio de la información suministrada por el Servicio Geológico Colombiano (anteriormente Ingeominas) y la Agencia Nacional de Infraestructura (ANI) por medio de una solicitud enviada con el fin de utilizar resultados de laboratorio con fines académicos. También se determinan las condiciones de flujo superficial del terreno por medio del software ArcGIS. Dentro de la información secundaria se encuentra la caracterización geotécnica del suelo la cual se determina por medio de correlaciones.

Después de haber obtenido la información anterior se procede a definir el perfil de diseño teniendo en cuenta la zona donde ocurrió el deslizamiento. Con el fin de determinar la alternativa más viable para la estabilización del talud, se evalúan tres sistemas de contención, tales como: Muro de contención, Pilotes en voladizo y dados anclados a través de la modelación numérica haciendo uso del modelo constitutivo de Mohr Coulomb y realizando un análisis con el método de elementos finitos.

Finalmente se realiza un análisis de los resultados obtenidos a partir de la estabilización del talud y sus respectivas conclusiones.

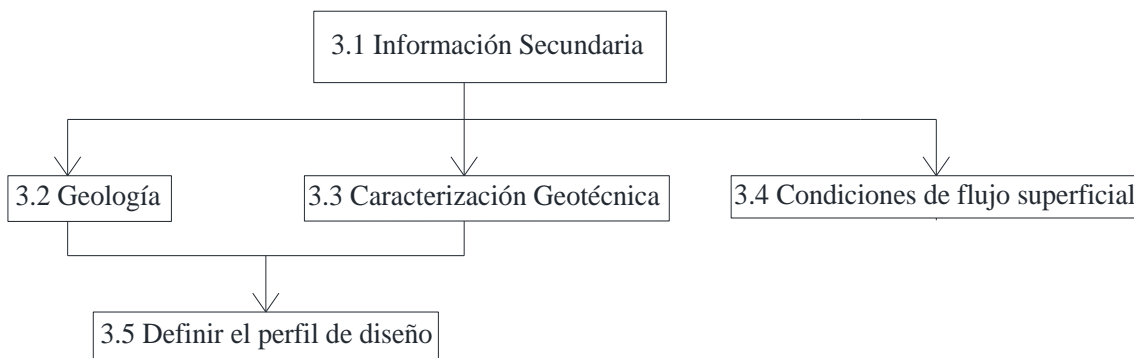


Figura 3-1: Metodología a seguir

3.1 Información secundaria

Por medio de la agencia nacional de infraestructura (ANI) se obtuvo información geotécnica del talud en el sector de Mocoa a San Juan de Villalobos en el km 70+800. En el sector se identifica un suelo coluvial, el cual producto del alto grado de infiltración que se presenta en épocas de precipitaciones, generando movimientos en masa que afectan la vía existente, teniendo así, deslizamiento de material sobre la vía. Esta información está compuesta por localización del sitio y registro fotográfico, donde se observa el talud a estabilizar. Además, contiene una plantilla de registro de sondeo geotécnico, la cual está compuesta por dos sondeos del ensayo de penetración estándar SPT. De cada sondeo se obtienen diferentes muestras de suelo con un determinado número de golpes, con lo cual se obtienen características mecánicas y geológicas del suelo. (Ver anexo A)

3.2 Geología del sitio

A continuación, se describe la ubicación y la geología del sitio de estudio según la información de la cartografía geológica de las zonas Andina Sur y Garzón-Quetame (Colombia), específicamente la plancha 412 San Juan de Villalobos, dicho estudio fue realizado por el ministerio de minas y energía en Bogotá, D.C., febrero de 2003 (Antiguo Ingeominas) elaborado por el geólogo Alberto Núñez Tello.

3.2.1 Ubicación del sitio

El talud de estudio se encuentra ubicado en PR 70+800 en el corredor vial Santa Ana - Mocoa - Neiva (Véase figura 3-3)

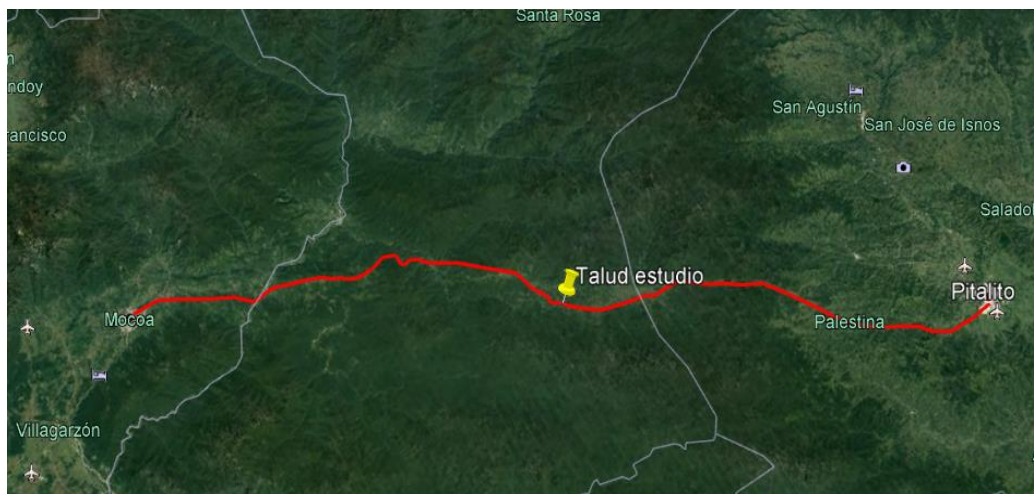


Figura 3-2: Vía Pitalito-Mocoa (Tomado de Google Earth Pro)



Figura 3-3: Localización del talud (Tomado de Google Earth Pro)

3.2.2 Geología estructural

De acuerdo con las coordenadas geográficas $1^{\circ}30'27,69''$ N – $76^{\circ}21'0,99''$ O y coordenadas planas 1080888 X – 658638 Y del punto de estudio, el talud se encuentra ubicado sobre la formación Pepino (E2E3pe), la cual está compuesta por tres miembros, tales como: miembro inferior (E2E3pei), miembro medio (E2E3pem) y miembro superior (E2E3pes) donde se puede evidenciar la litología y cartografía a escala 1:100.000 (Ver figura 3-4).

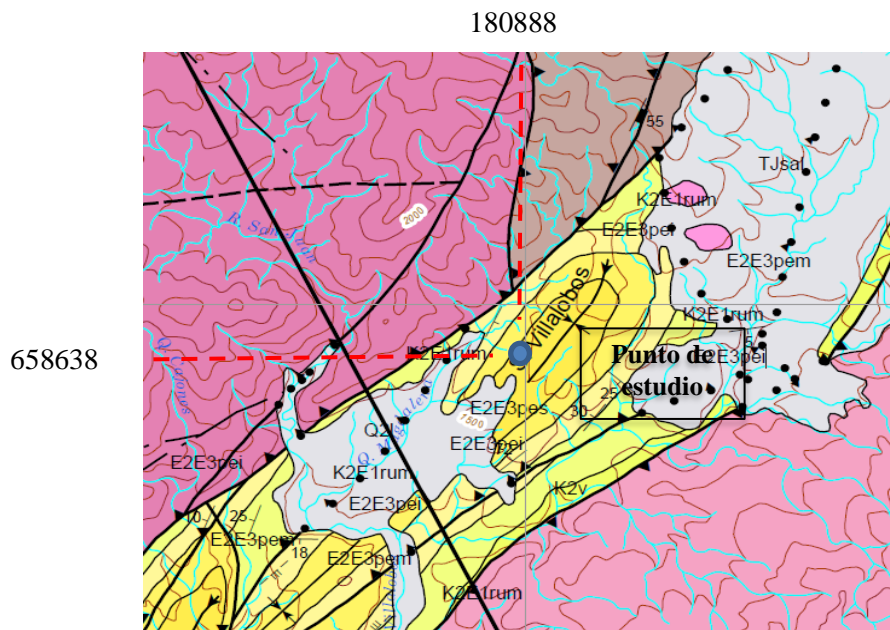


Figura 3-4: Plancha 412 San Juan de Villalobos (Tomado de Ingeominas, 2003)

La formación pepino (E2E3pe) está localizada en el valle de los ríos Caquetá, Mandiyaco, Villalobos y Mocoa, en las Planchas 411 La Cruz, 412 San Juan de Villalobos y 430 Mocoa. Los afloramientos más accesibles en este sector se encuentran en el río Caquetá al sur de la población de Yunguillo en la carretera Mocoa - Pitalito, en los ríos Caquetá y Mandiyaco, y el puente sobre el río Pepino en la vía San Francisco – Mocoa. A continuación, se describe la conformación de los miembros de la formación pepino presentes en el área de interés según (Servicio Geológico Colombiano, 2003)

En la plancha 412 - San Juan de Villalobos, el Miembro Inferior (E2E3pei) de la formación Pepino está conformado por conglomerados de roca de tamaño medio y gruesas, redondeadas, clastosoportadas, es decir, ha sido depositado en condiciones de alta energía, y chert negro (>95%), cuarzo lechoso y cuarzoarenitas muy finas, en capas gruesas, macizas que alternan con capas de arcillolitas y limolitas rojas. Además, se presentan intercalaciones de litoarenitas grises con conglomerados y lodolitas limosas. También se observaron conglomerados polimícticos, lodos y clastosoportados, con grava volcánica, chert, areniscas y lodolitas, además según (Servicio Geológico Colombiano, 2003) los materiales constituyentes de este segmento, en todas las planchas en donde está expuesto, son de color gris oscuro a pardo oscuro.

El Miembro Medio de la Formación Pepino (E2E3pem) aflora con gran continuidad lateral de sus Facies, es decir, producto de la acumulación de procesos sedimentarios; en términos generales es un nivel en el cual las capas de conglomerados dejan de ser predominantes y los niveles de lodolitas y arcillolitas son más representativos. Son comunes capas delgadas

a medias de arenitas, con capas finas, medias y gruesas en las lodolitas que son abigarradas, es decir, lodolitas que presentan una gran variedad de colores. Según (Servicio Geológico Colombiano, 2003) la textura y la composición de las rocas son muy similares a la composición del miembro inferior, pero su granulometría es más fina y la coloración de las sedimentitas es roja y gris. Como estructuras comunes se observó laminación ondulosa, laminación inclinada a pequeña escala, laminación plano-paralela y contactos ondulados entre capas.

(Servicio Geológico Colombiano, 2003) definió que, de los tres miembros de la Formación, el miembro superior Pepino (E2E3pes) es el que desarrolla los cerros más prominentes y las pendientes estructurales más continuas, y se puede afirmar que esta zona de la Formación Pepino es la más uniforme, tanto en su geomorfología escarpada, como en sus características faciales. Semejante al miembro inferior, también predominan los conglomerados sobre las lodolitas, pero las proporciones de chert disminuyen y su relación con el cuarzo lechoso es de 1:2. Los granos y los guijos que los componen, cuyo tamaño generalmente no supera los 2 cm de diámetro máximo, son redondeados a bien redondeados y presentan un buen calibrado. En general, el Miembro Superior de la Formación Pepino tiene color amarillo quemado.

3.3 Caracterización geotécnica

Para definir el perfil de diseño en Plaxis, se deben conocer los parámetros geotécnicos del suelo los cuales van a ser estimados con la ayuda de correlaciones e investigaciones realizadas teniendo en cuenta el tipo de suelo. Entre estos parámetros se encuentran: ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, módulo de elasticidad, módulo de Poisson y permeabilidad.

Para determinar el ángulo de fricción efectivo se emplean los datos del ensayo SPT. Para ello se tienen en cuenta las recomendaciones realizadas por (Gonzales, 1999), el cual realiza una corrección de energía teniendo en cuenta los procedimientos realizados en Colombia. Según (Álvarez, C, E, & Cardenas, 2015) se toma una transmisión de energía conservadora del martillo que es de golpeo tipo donut la cual es de 45%. Según (Suarez Díaz, 1998) el ángulo de fricción depende de varios factores tales como tamaño, forma, distribución de grano y densidad, también depende de la proporción de grava, arena, limo y arcilla presentes en el suelo, según lo anterior se establece el valor del ángulo de fricción por medio de tablas establecidas dependiendo el tipo de suelo. El ángulo de fricción varía entre 27° - 42° dependiendo el tipo de ensayo como corte directo y ensayo triaxial drenado, las condiciones críticas en las que puede fallar el suelo son en condiciones drenadas es decir parámetros efectivos. El ángulo de fricción es directamente proporcional a la

densidad relativa, es decir, a mayor densidad relativa, mayor será el ángulo de fricción (Ver anexo B).

Según (Suarez Diaz, 1998) la cohesión es un parámetro mecánico de adherencia que representa la resistencia al corte entre las partículas del suelo. En arenas, gravas y limos no plásticos los cuales se denominan suelos granulares la cohesión es muy baja, en arcillas sobre consolidadas la cohesión es relativamente alta, si la arcilla presenta fragmentos granulares la cohesión varía entre cero a 100Kpa, la roca intacta débil presenta cohesión alta y los coluviones presentan una cohesión baja. De acuerdo con la tabla 5-6 del anexo B y las características geológicas de cada estrato se estiman los valores de la cohesión.

Con los resultados de las pruebas in situ de penetración estándar se pueden realizar correlaciones empíricas para obtener el módulo de tensión-deformación E_s . Dichas correlaciones se realizan con ecuaciones establecidas que dependen del tipo de suelo encontrado en cada estrato y el número de golpes obtenido en el ensayo SPT según (P.J. Sabatini, 1999). La permeabilidad depende de las características del suelo, cada estrato de suelo tiene una permeabilidad diferente y estas se estimaron teniendo en cuenta la permeabilidad que sugiere (Rodriguez Ortiz, Serra Gesta, & Oteo Mazo, 1989) para cada tipo de suelo. A continuación se presentan los valores estimados para cada estrato.

Estratos	Angulo (°)	Cohesión (kN/m^2)	Peso unitario (kN/m^3)	Módulo de Elasticidad (kN/m^2)	Relación de Poisson	Permeabilidad (m/d)
QRA	35	27	22	71900	0.33	1.1^{-5}

Tabla 3-1: Parámetros geotécnicos del material bajo la vía

Estratos	Profundidad (m)	Angulo (°)	Cohesión (kN/m^2)	Peso unitario (kN/m^3)	Módulo de Elasticidad (kN/m^2)	Relación de Poisson	Permeabilidad (m/d)
Q2C1	0.0-4,35	27.92	10	21	36900	0.2	1.1^{-7}
Q2C2	4,35-11,75	37	6	21	71900	0.3	1.1^{-8}
QSR	11,75-19,7	35.06	50	22	71900	0.35	1.1^{-8}
E2EPEI	19,7-25	40.93	1000	27	71900	0.35	1.1^{-11}

Tabla 3-2: Resumen de parámetros geotécnicos obtenidos para los estratos del primer sondeo según el tipo de suelo

Estratos	Profundidad (m)	Angulo (°)	Cohesión (kN/m^2)	Peso unitario (kN/m^3)	Módulo de Elasticidad (kN/m^2)	Relación de Poisson	Permeabilidad (m/d)
QCD	0.0-1,9	25	2	19	8800	0.3	1.1^{-6}
Q2C2	1,9-13,9	37	6	21	36900	0.3	1.1^{-8}
QSR	13,9-18,4	35.06	50	22	71900	0.35	1.1^{-8}
E2EPEI	18,4-20	40.93	1000	27	71900	0.35	1.1^{-11}

Tabla 3-3: Resumen de parámetros geotécnicos obtenidos para los estratos del segundo sondeo según el tipo de suelo

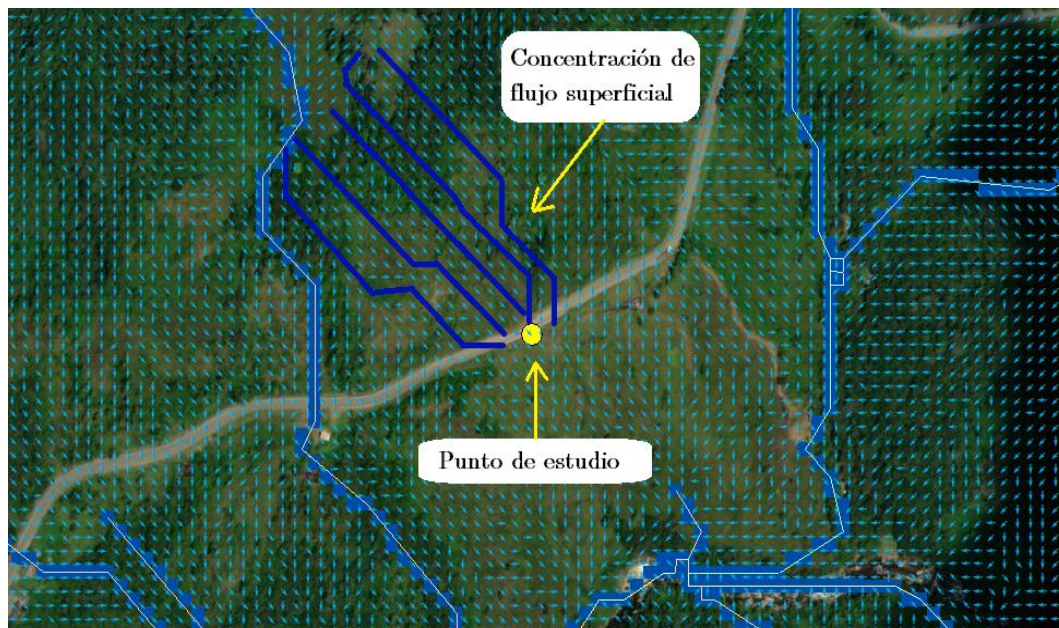


Figura 3-6: Dirección del flujo superficial (Modelo realizado en ArcGis)

3.5 Perfil estratigráfico

Para caracterizar las propiedades presentes de cada estrato de suelo en el talud de estudio, fue necesario realizar un análisis de la información suministrada por la (ANI). La estratigrafía fue determinada mediante la interpretación del ensayo de Penetración Estándar (SPT) y el registro fotográfico del sitio de interés. En dicho ensayo se realizaron dos perforaciones que se encuentran separadas a una distancia de 37 metros horizontalmente y con profundidades de 25m y 20m respectivamente. De esta manera se conoce que el suelo está conformado por depósitos coluviales, suelo residual y material de la formación inferior pepino E2E3pei, y se confirma que actualmente el talud al lado de la vía presenta problemas de estabilidad debido al material QCD que se encuentra sobre el depósito coluvial, compuesto por gravas en matriz de arcilla de color café y gris con algo de arenas de consistencia blanda a media. Con los resultados de las perforaciones y las características geológicas del sitio se definen los siguientes estratos.

- **Relleno Antrópico (Qra)– Material bajo la vía 0.0-0.4m**

Gravas en matriz de arcilla de color café y gris con algo de arenas finas de consistencia dura. Con valores de resistencia al ensayo de penetración estándar N_{spt} variables entre 40 gol/pie y rechazo.

- **Material a estabilizar (Qcd) 0.0-1,9m**

Constituido por limos, arcillas y arena fina con algunos fragmentos de grava, en matriz de arcilla de color café y gris con algo de arenas de consistencia blanda a media. Con valores de resistencia al ensayo de penetración estándar Nspt variables entre 4-40 gol/pie desde la corona del talud al material depositado sobre la vía.

- **Deposito Coluvial (Q2c₁) 0.0-4,35m**

Arcilla limo arenosa con vetas habanas y arena café oscura de grano medio con algo de gravas Con valores de resistencia al ensayo de penetración estándar Nspt variables entre 4-27 gol/pie. Según el sondeo 1 se encuentra desde la superficie hasta una profundidad de 4.35m.

- **Deposito Coluvial (Q2c₂) 4,35-11,75m y 1,9-13,9m**

Gravas con arena de grano medio de color gris con fragmentos de arenisca con vetas de cuarzo y piritita. Con valores de resistencia al ensayo de penetración estándar Nspt variables entre 40 gol/pie a rechazo. Según el sondeo 1 se encuentra desde una profundidad de 4.35m a 11.75m, según el sondeo 2 se encuentra desde una profundidad de 1.9m a 13.9m.

- **Suelo Residual (Qsr) 11,75-19,7m y 13,9m-18,4m**

Arcilla de color café y gris con presencia de gravas de consistencia alta. Con valores de resistencia al ensayo de penetración estándar Nspt variables entre 40 gol/pie a rechazo. Según el sondeo 1 se encuentra desde una profundidad de 11.75m a 19.7m, según el sondeo 2 se encuentra desde una profundidad de 13.9m a 18.4m.

- **Material Intermédio – roca muy fraturada (E2E3pei) 19,7-25m y 18,4-20m**

Constituido por areniscas finas fracturadas, color café rojizo, duras. Poco meteorizadas a moderadamente meteorizadas. Con valores de resistencia al ensayo de penetración estándar Nspt de Rechazo. Según el sondeo 1 se encuentra desde una profundidad de 19.7m, según el sondeo 2 se encuentra desde una profundidad de 18.4m.

Con base en lo anterior se establece un perfil estratigráfico de la zona de estudio, Luego, se realiza el perfil en el software Plaxis (versión estudiantil) con el fin de estimar las condiciones del talud a fallar, garantizando así, un factor seguridad de 1.0 y parámetros del suelo estimados anteriormente. En la figura 3-7 se presenta un esquema del talud del perfil estratigráfico.

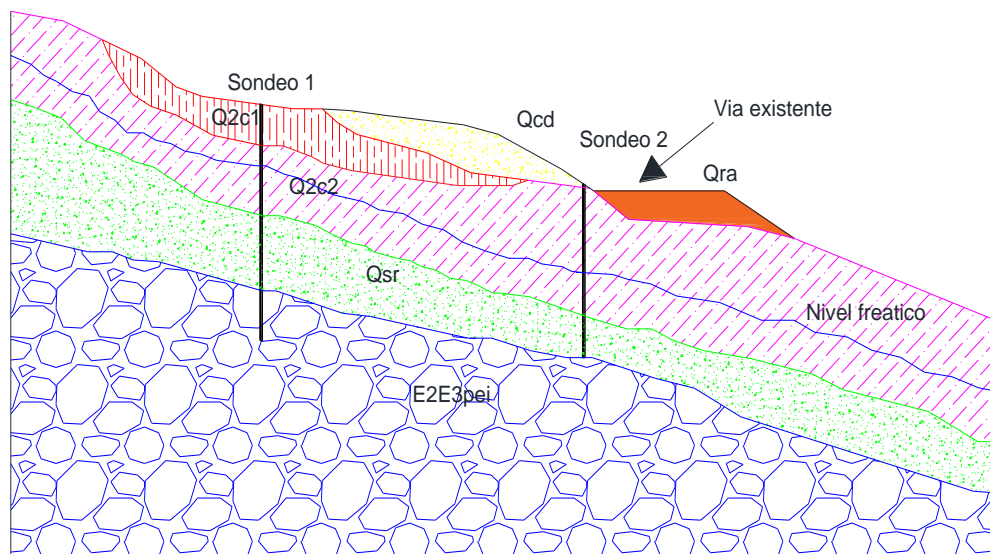


Figura 3-7: Perfil estratigráfico (Fuente autoría propia)

3.6 Modelación en Plaxis 2D

Se implementó el modelo constitutivo de Mohr Coulomb que permitió simular las condiciones del perfil del suelo a mayor profundidad, perfil donde se instaló el bulbo de anclaje y pilotes anclados, ya que el modelo corresponde a una aproximación de primer orden del comportamiento del suelo, siendo representado por un comportamiento elastoplástico e isotrópico. Además, para la representación del suelo a tensión deformación se requiere la implementación de elementos finitos. El programa Plaxis divide una geomasa en un número finito de elementos, interconectados por nodo; donde se aplican las ecuaciones constituidas con el fin de establecer el comportamiento de cada uno de los elementos del suelo, teniendo así un análisis en el talud de estudio de la interacción suelo estructura y variaciones de esfuerzo deformación en el tiempo (Brinkgereve, 2003).

Para garantizar el correcto análisis de la estabilidad del talud de estudio ubicado en PR 70+800 en el corredor vial Santana-Mocoa-Neiva, se empleó un análisis de deformación plana (plane-stain). Este tipo de análisis contempla los esfuerzos en la dirección perpendicular x,y; pero no considera deformación en esta dirección (Suarez J. D., 1998).

El software Plaxis presenta una formulación numérica con ecuaciones básicas de deformación estática del suelo, siendo enmarcadas en los conceptos de la mecánica del suelo continuo, dicha formulación considera que las deformaciones son pequeñas y esto permite asumir que se trabaja sobre una geometría no deformable (Plaxis, 2004), por ende, en el caso de estudio, se asumió que el talud es una geometría no deformable analizada por el método de elementos finitos.

Las características de los materiales en Plaxis se realizaron por medios de los datos suministrados por la ANI de los resultados de los ensayos de laboratorio y de campo, se ingresaron los datos al software, con el fin que el programa Plaxis realice iteraciones.

Capítulo 4

4. Resultados

4.1 Evaluación de alternativas de sistemas de contención

Para el desarrollo del proyecto, se evalúan tres alternativas para estabilizar el talud de estudio, tales como: Muro de contención en voladizo, pilotes en voladizo y dados anclados con malla de triple torsión. Para obtener el factor de seguridad requerido en los sistemas de contención, se modela por medio del software Plaxis 2D (versión estudiantil), el cálculo de los factores de seguridad se realiza con el método de equilibrio límite con la teoría de Mohr Coulomb introduciendo cada uno de los parámetros geotécnicos determinados anteriormente para cada estrato del suelo.

Una vez definido el modelo en el software, se debe verificar que éste presente un factor de seguridad de 1.0 o aproximando a la unidad, asegurando así, que el punto de estudio presente unas características muy similares a las reales del sitio; esto quiere decir que el talud se encuentra en un punto de equilibrio el cual no es seguro para la comunidad. Por lo que, ante cualquier evento sísmico, hidrológico y/o antrópico éste va a presentar una falla o en su defecto colapsar.

Para evaluar las condiciones de estabilidad global del talud se verifica el sistema de estabilización en condiciones estáticas y seudo estáticas según las NSR-10 en el título H por medio del software Plaxis (versión estudiantil) (Ver tabla 4-2). Para efectos de análisis y diseño de taludes se debe emplear la aceleración máxima del terreno que se obtiene de la aceleración del espectro de diseño para periodo cero definidos en la NSR-10 Título A para así obtener los valores mínimos para análisis seudo estático de taludes (Ver tabla 4-1).

Clasificación del perfil de suelo	D		Tabla A.2.4-1
Coefficiente de aceleración horizontal	Aa	0,3	Fig A.2.3-2
Coefficiente para periodos cortos	Fa	1,2	Tabla A.2.4-3
Aceleración horizontal del sismo	A(x)	0,288	Numeral H.5.2.5

Aceleración vertical del sismo	A(y)	0,192
--------------------------------	------	-------

Tabla 4-1: Aceleración horizontal y vertical en condiciones de sismo

Perfil del talud		
Condición	Estática	Seudo estática
Factor de seguridad	1.09	1,017

Tabla 4-2: Análisis de estabilidad global

A continuación, se describen los tres sistemas de estabilización implementados para garantizar la estabilidad del talud ubicado km 70+800 en el corredor vial Santa Ana – Mocoa – Neiva, específicamente en el sector Mocoa – San Juan de Villalobos.

4.1.1 Estructura tipo 1: Muro de contención en voladizo

El muro de contención se plantea con el fin de resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, para luego transmitir esas fuerzas por medio del muro hacia la cimentación. Para el desarrollo del diseño del muro se establecen materiales del muro y relleno, seguidamente se predimensiona el muro que va a ser capaz de soportar las fuerzas actuantes garantizando factores de seguridad de deslizamiento, volcamiento y capacidad de carga según la NSR-10 título H.

Como prevención y para obtener mayor estabilidad del terreno, se realiza terraceo con una pendiente de 2:1 y cobertura con una capa vegetal, con el fin de evitar la erosión en temporadas de altas precipitaciones. Además, se realiza la instalación de cunetas de concreto simple para conducir el agua proveniente de la precipitación. En la figura 4-1 se observa el sistema con un muro de contención en voladizo, material de relleno y terreceo. Además, se propone la instalación de un filtro de PVC de 4" que se encuentra ubicado en la parte inferior del material de relleno con el propósito de captar el agua que se filtra en el terreno, también se realiza la instalación de drenes en PVC de 2" que atraviesan el muro de contención con el propósito de evitar las presiones que se generan en el terreno a causa de la presencia de agua proyectándola hacia la vía. Por último, se realizó el diseño estructural del muro de contención cumpliendo con los requerimientos de la NSR-10 en el título C. (Ver anexo C)

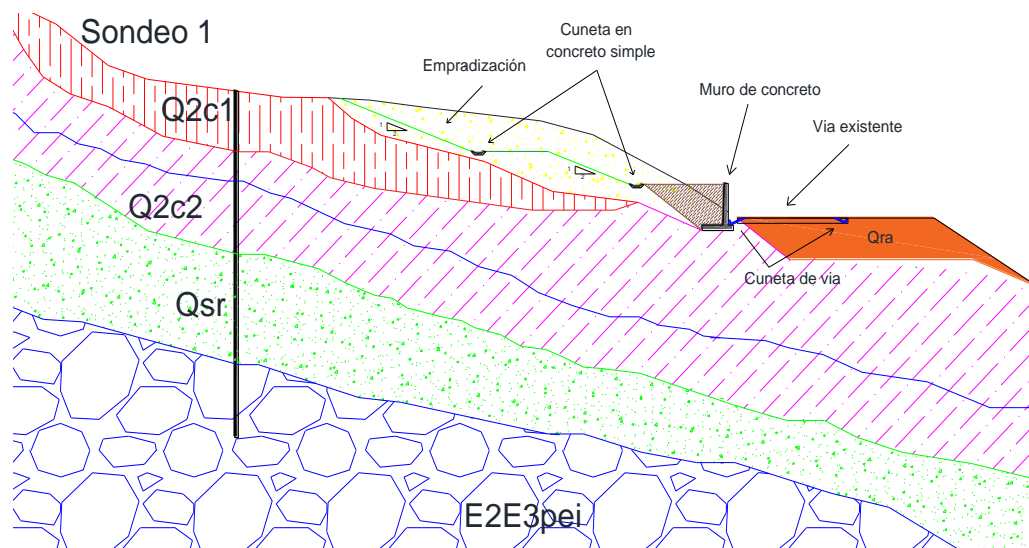


Figura 4-1: Terracedo en el talud

▪ Materiales

A continuación, se definen los materiales requeridos para el diseño del muro de contención en voladizo y cada una de las características que se deben conocer.

Concreto estructural	21	Mpa
Concreto de limpieza	14	Mpa
Acero de refuerzo	420	Mpa
Módulo de elasticidad	20000	Mpa
Densidad del concreto	23,58	kN/m ³
Densidad del agua	10	kN/m ³

Tabla 4-3: Materiales del muro de contención

Relleno (Arena compactada)			
Ángulo de fricción interna	Φ_1	33	°
Cohesión	c1	0	kN/m ²
Peso unitario	Υ	19	kN/m ³

Tabla 4-4: Materiales de relleno

Suelo Q2C2			
Ángulo de fricción interna	Φ_1	37	°
Cohesión	c1	6	kN/m ²
Peso unitario	Υ	19	kN/m ³
Ángulo de fricción entre suelo y muro	δ	25	°

Tabla 4-5: Materiales del suelo

■ Geometría y fuerzas

A continuación se observa el muro de contención con las fuerzas que actúan sobre el, como son las presiones activas y pasivas. Además, teniendo en cuenta que el talud se encuentra en una zona de alta sismicidad, se tienen en cuenta las fuerzas dinámicas (sísmicas).

Geometría			
Ancho de la base en la fundación	B	3,3	m
Altura Total	H'	4,37	m
Ancho del muro en la corona	a	0,4	m
Ancho del muro en la base	b	0,6	m
Ancho punta	ap	2,1	m
Ancho talón	at	0,6	m
Profundidad de muro enterrado	h1	1	m
Inclinación de la cara vertical del muro	β	90,0	°
Inclinación del lleno	α	10,0	°
Altura de la inclinación del terreno	H1	0,353	m
Altura del suelo sobre el muro	H2	3,5	m
Altura de la base del muro	H3	0,5	m

Tabla 4-6: Geometría del muro de contención

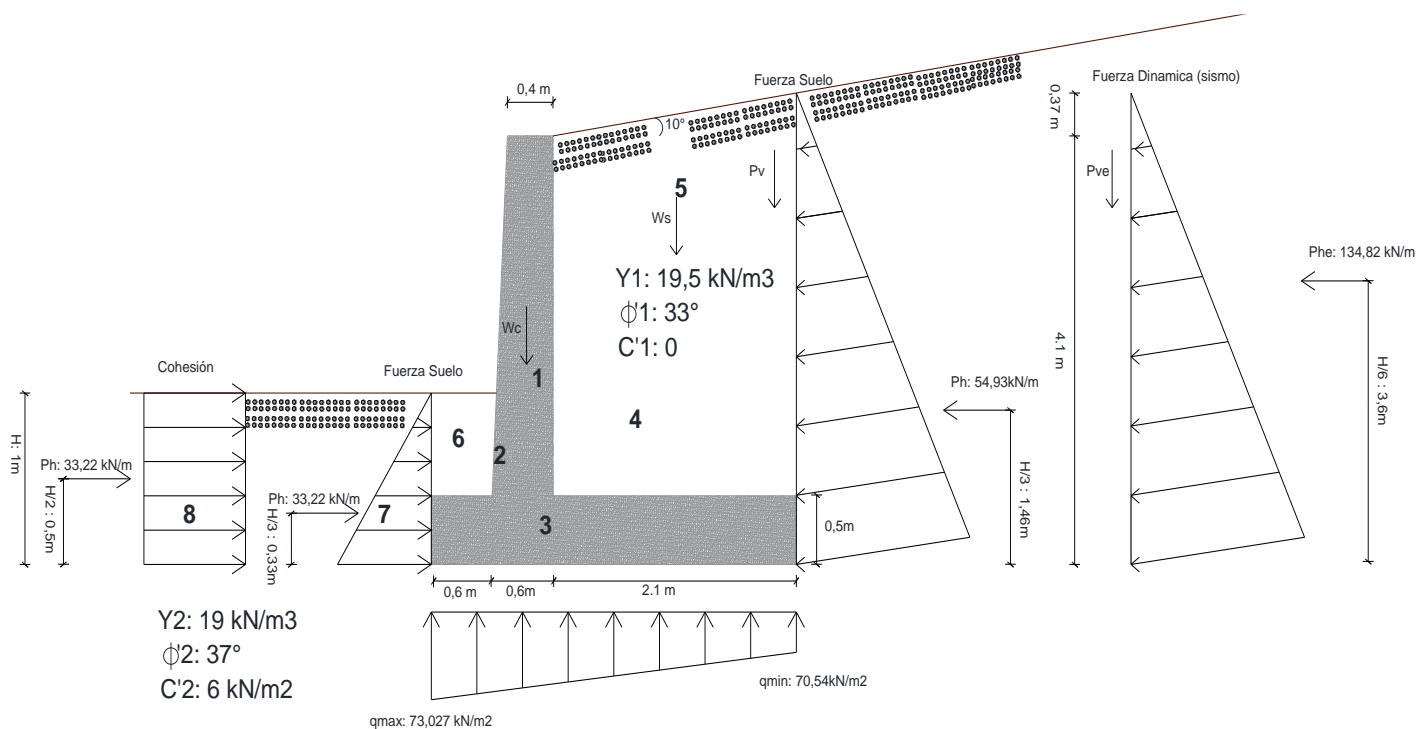


Figura 4-2: Geometría y fuerzas sobre el muro de contención

▪ Factores de seguridad

Los factores de seguridad obtenidos en el talud de estudio con el sistema de estabilización de muro de contención, son superiores al requisito mínimo que establece la NSR-10 en el título H.6.9 y se presentan a continuación.

Análisis para condiciones estáticas			
Factor de seguridad contra el deslizamiento	FS. deslizante	3,354	OK
Factor de seguridad contra el volcamiento	FS. volteo	5,857	OK

Tabla 4-7: Factores de seguridad para condiciones estáticas

Análisis para condiciones de sismo			
Factor de seguridad contra el deslizamiento	FS. deslizante	1,055	OK
Factor de seguridad contra el volcamiento	FS. volteo	3,119	OK

Tabla 4-8: Factores de seguridad para condiciones pseudo estáticas

4.1.2 Estructura tipo 2: Pilotes tangentes en voladizo

Se implementan pilotes tangentes en voladizo para la estabilización del talud de estudio, con una resistencia de concreto reforzado de $f'c$: 28Mpa, diámetro de 1m y una profundidad de 5m cada uno, la distribución será de un pilote por metro, dando un total de 10 pilotes en el sistema de contención, los cuales se encontrarán sobre el estrato Q2C2 (Ver figura 4-3).

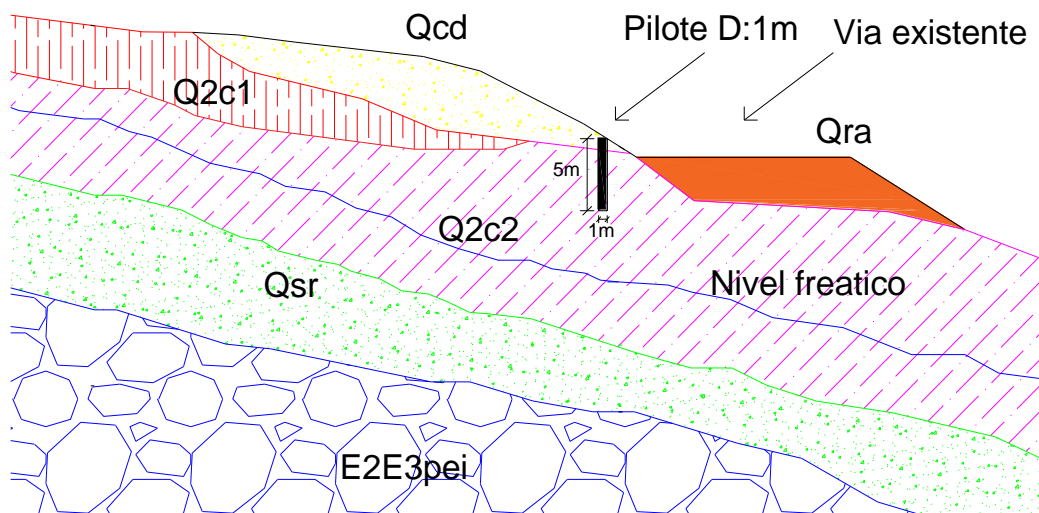


Figura 4-3: Pilote en voladizo

Al modelar en Plaxis se realiza una equivalencia de rigidez entre el sistema de contención propuesto por los pilotes y un muro de contención continuo (Ver figura 4-4). Por lo tanto, se debe convertir el diámetro del pilote en espesor de muro ya que el software lo analiza como si fuera un muro continuo. Para ello se realizan los siguientes cálculos para ingresar al programa y convertir ese diámetro en un espesor de muro (Ver tabla 3-12).

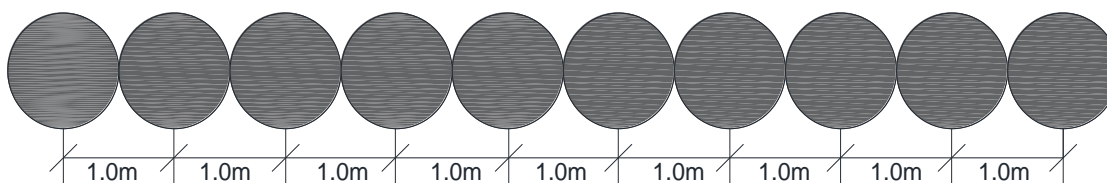


Figura 4-4: Pilote tangentes vista en planta

Pilote en voladizo		
f'c	28,0	Mpa
Radio	0,5	m
A	0,7853982	m ²
E	24870062,3	kN/m ²
EA	19532901,3	kN
I	0,049	m ⁴
EI	1220806,3	kN-m ²

Tabla 4-9: Datos del pilote en voladizo para ingresar a Plaxis.

Modelando en Plaxis se obtiene el valor de los momentos y cortantes sobre el pilote (Véase anexo D). A continuación, se presenta el momento y cortante máximo sobre el pilote.

V+ (kN/m)	V- (kN/m)	M+ (kN.m/m)	M- (kN.m/m)
10,046	-4,168	0	-7,095

Tabla 4-10: Momentos y cortantes máximos del pilote

▪ Factor de seguridad

El factor de seguridad obtenido en Plaxis cumple con el requisito mínimo para taludes en condición pseudo-estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño

Según la NSR-10 tabla H.2.4-1. A continuación se presentan los valores obtenidos en el programa.

Pilote en voladizo		
Condición	Estática	Seudo estática
Factor de seguridad	1,51	1,33

Tabla 4-11: Factores de seguridad para el sistema de contención con pilotes

Para realizar el diseño del pilote se tienen en cuenta los requisitos de la NSR-10 en el título C y los valores obtenidos de momentos y cortantes máximos. El pilote se estudia y diseña estructuralmente como una viga sometida a esfuerzo cortante y momento flector, debido a que no presenta cargas axiales. (Ver anexo D)

4.1.3 Estructura tipo 3: Dados anclados con malla de triple torsión

Debido a la inestabilidad y posible zona de deslizamientos en el talud, se ha propuesto como solución la instalación de anclajes activos, de esta forma se busca que una vez sea pretensado el anclaje alcance su carga admisible, comprimiendo el terreno entre la zona de anclaje y la cabeza de apoyo. Además, cuenta con un sistema de protección que consiste en una malla de alambre de alto límite elástico y una lámina de polietileno de alta densidad resistente a la intemperie, que trabaja en combinación con anclajes para estabilizar material de suelo susceptible a desprenderse (Ver tabla 4-12)

Datos Técnicos	TECCO G45/2
Diámetro del alambre	2 mm
Resistencia del alambre de acero	>1'770 N/mm ²
Resistencia a tracción directa	>85 kN/m
Dimensiones de malla	62*95 mm
Diámetro de la circunferencia inscrita en el rombo	48 mm
No. De mallas transversal	16.1 pcs. /m
No. De mallas longitudinal	10.5 pcs. /m
Datos Técnicos	TECCO G45/2
Peso por m ²	1.15 kg/m ²
Capacidad de carga	Placas de reparto P25/P33
Resistencia a punzonamiento Dr	80/110 kN
Capacidad de soporte a cortante Pr	40/55 kN
Capacidad de soporte frente a esfuerzos paralelos al talud Zr	10/10 kN

Tabla 4-12: Diseño malla de torsión sistema TECCO

Se implementa malla de triple torsión con dados en concreto anclados para la estabilización del talud de estudio, con una resistencia de concreto reforzado de f'_c : 21Mpa, Los dados tienen unas dimensiones de $1m \times 1m$, los cuales se encuentra sobre el estrato QCD. El sistema cuenta con dos filas de anclajes, y cada fila tiene cuatro anclajes, por lo tanto, el total de anclajes activos son ocho. En el centro de los dados se instalan los anclajes activos los cuales están espaciados cada 2.5m horizontalmente y 2m verticalmente y anclados en el estrato Q2C1. Los anclajes activos tienen las siguientes medidas: longitud libre 5,55m, bulbo del anclaje ,5,15m, ángulo de inclinación 30° , carga de pretensado 25kN/m (Ver figura 4-5)

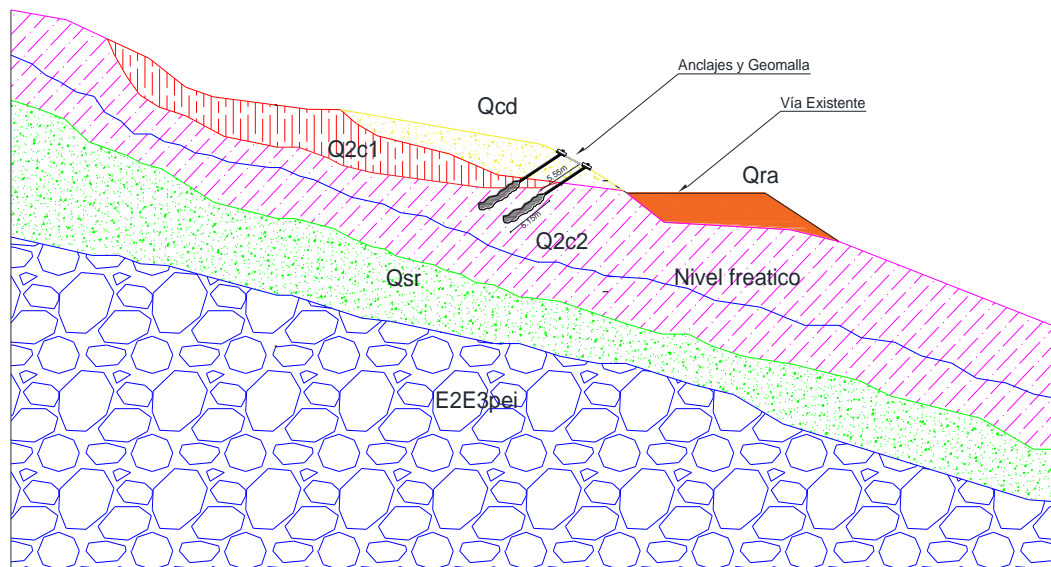


Figura 4-5: Dados anclados

Para el diseño de los anclajes se tiene en cuenta la circular número cuatro de (P.J. Sabatini, 1999) para determinar la longitud mínima de anclaje, longitud mínima del bulbo, ángulo de inclinación y carga de pretensado con los cuales se diseña cada uno de los anclajes de tierra. El anclaje se ha realizar con un torón tipo hebra, según la Tabla 10. Propiedades de hilos de acero de pretensado con diámetro 15 mm (P.J. Sabatini, 1999) y se eligen cuatro torones para el anclaje.

▪ Longitud libre de anclaje

Longitud libre mínima para torones de hebra: 4.5m según (P.J. Sabatini, 1999). Para este sistema se busca que el bulbo logre ubicarse en un estrato resistente, por ende, se procede a aumentar dicha longitud, teniendo así una longitud libre de anclaje de 5,55m, con el propósito de que el bulbo del anclaje se encuentre ubicado en el estrato Q2C1.

▪ Angulo de inclinación

El ángulo de inclinación según (P.J. Sabatini, 1999) está en el rango de 10° a 45°. En este caso se elige un ángulo que quede perpendicular a la cara del talud dando un valor de 32°.

▪ Longitud del bulbo

Para determinar la longitud del bulbo es necesario conocer la fuerza de pretensado, la cual es 62,5kN y la transferencia de carga máxima que es de 25kN/m. Estos valores dependen de a las características del estrato Q2C1 donde está ubicado el bulbo de influencia, dichos valores se estiman por medio del software Plaxis insertando diferentes cargas y analizando el comportamiento del talud. La longitud del bulbo mínima es 5m, pero para cumplir con el factor de seguridad se toma una longitud de bulbo de 5,5m.

$$l_b = \frac{62,5kN}{\frac{25kN/m}{2}} = 5m$$

▪ Carga de pretensado

Para determinar la longitud del bulbo es necesario conocer la fuerza de pretensado, la cual es 62,5kN y la separación de los anclajes. Se define que los anclajes van a estar ubicados cada 2.5m horizontalmente.

$$Q_u = \frac{62,5kN/m}{2.5m} = 25kN/m$$

Modelando en Plaxis se obtuvo el valor de los momentos y cortantes sobre el pilote (Véase anexo E). A continuación, se presenta el momento y cortante máximo sobre el pilote.

V+ (kN/m)	V- (kN/m)	M+ (kN-m/m)	M- (kN-m/m)
12,246	-11,579	0	3,646

Tabla 4-13: Momentos y cortantes máximos de los dados anclados

▪ Factor de seguridad

El factor de seguridad obtenido en Plaxis cumple con el requisito mínimo para taludes en condición seudo-estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño según la NSR-10 tabla H.2.4-1. A continuación se presentan los valores obtenidos en el programa.

Datos anclados con malla de triple torsión		
Condición	Estática	Seudo estática
Factor de seguridad	1,505	1,35

Tabla 4-14: Factores de seguridad para el sistema de contención con anclajes

Para realizar el diseño del dado se tienen en cuenta los requisitos de la NSR-10 en el título C y los valores obtenidos de momentos y cortantes máximos. El dado se diseña estructuralmente como una zapata aislada sometida a esfuerzo cortante y momento flector. Para el diseño del anclaje se tiene en cuenta lo estipulado en la circular N.4 de (P.J. Sabatini, 1999) y los factores de seguridad de la NSR-10 en el título H. (Ver anexo E)

4.2 Análisis costo-beneficio de las diferentes alternativas

Para realizar el análisis costo-beneficio es necesario determinar los costos de cada sistema de contención propuesto. Para determinar el costo de cada alternativa se toman algunos APU del departamento del Huila los cuales son proporcionados por el Instituto Nacional de Vías dirección técnica (INVIAS) del año 2020-1 y se ajustan de acuerdo a los requerimientos de cada sistema de contención (Ver anexo F). Finalmente se determinan los costos aproximados de cada alternativa, los cuales se presentan a continuación.

4.2.1 Muro de contención

El muro de contención en voladizo tiene una altura de 4m, el concreto a utilizar es concreto reforzado de 21 MPa (3.000 Psi, grava común, 28 días), el acero es de refuerzo de 60.000 Psi. Para tener un costo aproximado se debe tener en cuenta el equipo necesario para la construcción, los materiales a utilizar, el transporte de material y/o escombros y, por último, la mano de obra. Se ajustó el APU y la unidad de pago se realizará por metro lineal (ml) de muro construido. A continuación, se muestra el valor del muro de contención estimado.

Costo Muro de contención					
Número Muros	Longitud Muro (ml)	Unidad	Valor unitario (ml)	Valor Total Muro	Valor Total Muro de contención
1	10	ml	\$ 5.719.315,85	\$ 57.193.158,47	\$ 57.193.158,47

Tabla 4-15: Costo del muro de contención

El costo aproximado del muro de contención es de **\$57.193.158,47 COP** (Pesos colombianos).

4.2.2 Pilotes en voladizo

El sistema está compuesto por 10 pilotes en voladizo y cada uno tiene una profundidad de 5m y un diámetro de 1m. Se diseñó con un concreto reforzado de 28 Mpa (4.000 Psi, grava común, 28 días), y el acero de refuerzo de 60.000 Psi, Para tener un costo aproximado se debe tener en cuenta los equipos para la construcción, tales como: motobomba de concreto, piloteadora potencia 250 KW, RPM 1800. Los materiales a utilizar, el transporte de material y/o escombros y, por último, la mano de obra. Se ajustó el APU y la unidad de pago se realizará por metro lineal (ml). A continuación, se muestra el valor del sistema de pilotes en voladizo.

Costo de Pilotes en voladizo						
Número de pilotes	Profundidad Pilote (m)	Diámetro (m)	Unidad	Valor unitario (ml)	Valor Total Pilote	Valor Total Sistema de pilotes
10	5	1	ml	\$ 1.631.268,4	\$ 8.156.342	\$ 81.563.420,21

Tabla 4-16: Costo del sistema de contención pilotes en voladizo

El costo aproximado del sistema de contención pilotes en voladizo es de **\$81.563.420,21 COP** (Pesos colombianos).

4.2.3 Dados Anclados con malla de torsión

El sistema está compuesto por dados anclados y una malla de torsión. El sistema cuenta con 8 anclajes activos con una longitud de 10,7m cada uno (longitud libre 5,55m, bulbo del anclaje 5,15m, ángulo de inclinación 32º), se diseñó el dado con concreto reforzado de 21 MPa (.000 Psi, grava común, 28 días) y un acero de refuerzo de 60.000 Psi. Para tener un costo aproximado se debe tener en cuenta los equipos para la construcción de dados anclados, tales como: bomba de inyección de lechada, bomba para gato de tensionamiento, compresor 120 HP y equipo de perforación. Además, los materiales a utilizar, el transporte de material y/o escombros y, por último, la mano de obra. Se ajustó el APU y la unidad de pago se realizará por metro lineal (ml). A continuación, se muestra el valor estimado del sistema de pilotes anclados.

Costo de Dados anclados con malla de triple torsión			
Número de dados anclados	Unidad	Valor unitario (Un)	Valor Total Dados anclados
8	Un	\$ 7.259.842,98	\$ 58.078.743,8

Tabla 4-17: Costo del sistema de dados anclados

El costo aproximado del sistema de contención pilotes anclados es de **\$58.078.743,8 COP** (Pesos colombianos).

De acuerdo con resultados obtenidos de los costos aproximados de cada sistema de contención, se puede observar, que el sistema más económico es el muro de contención. Analizando el valor del precio unitario de cada propuesta, se define que, el muro de contención tiene un precio menor en equipos comparado con los otros sistemas. Además, el muro de contención cumple con los factores de seguridad requeridos para evitar la falla del talud, por ende, esta alternativa es una de las más factibles.

Capítulo 5

5. Análisis de resultados

- El sitio de estudio se encuentra ubicado en la formación pepino miembro superior (E2E3pes), dicha formación es la más uniforme, tanto en su geomorfología

escarpada, como en sus características faciales, donde predominan los conglomerados sobre las lodolitas (Servicio Geológico Colombiano, 2003). Con la información suministrada por la ANI, se pudo observar las características geológicas del material a estabilizar, el cual está compuesto principalmente por limos y arcillas, por lo cual se puede percibir que los materiales pueden estar expuestos a incrementos de presiones de poros, que, a su vez, aumenta la probabilidad de falla a deslizamientos.

- Para la obtención de los parámetros geotécnicos se tuvo ciertas limitaciones, ya que no se contaba con información completa sobre el número de golpes obtenido en cada estrato para realizar correlaciones, y tampoco se encontraron ensayos de resistencia al corte o rigidez sobre los materiales del sitio. Algunos parámetros se calcularon con correlaciones y otros se estimaron de acuerdo a las características geológicas, aquellos parámetros obtenidos son solo para el ejercicio académico.
- Al insertar los valores geotécnicos del perfil en el Software Plaxis, se puede observar que el factor de seguridad obtenido es cercano a 1.0, se busca que ese valor sea igual a 1.0 con el fin de que el perfil se encuentre en equilibrio, por lo tanto, se realizaron pequeñas variaciones en los datos del material a estabilizar.
- Según resultados obtenidos de las correlaciones empíricas realizadas para el cálculo del ángulo de fricción y módulo de elasticidad, se obtienen valores similares a los determinados por la ANI. Aunque estos valores no son los mismos presentados en el lugar de estudio, para el ejercicio académico estos valores pueden ser utilizados con el fin de tener un conocimiento aproximado de los parámetros reales del sitio.
- Observando los drenajes y acumulación de agua obtenidos por medio del software ArcGIS, se tiene un flujo de agua principal (Cauce del río), el cual está compuesto por ramificaciones secundarias y terciarias. De acuerdo con la topografía e inclinación, la ramificación de corriente de agua encontrada al lado izquierdo está afectando directamente el talud. El flujo de agua proveniente de esta ramificación tiene una dirección de flujo que se proyecta directamente hacia el talud de estudio, generando así una saturación y acumulación de agua que afecta la estabilidad del suelo.
- Para el diseño de las alternativas de los sistemas de contención, se debe realizar un análisis previo de los factores de seguridad, que debe cumplir cada estructura con el fin de garantizar la estabilidad del suelo. Si estos factores de seguridad obtenidos no cumplen con el requisito mínimo, se procede a modificar las dimensiones de la estructura, según lo requiera cada sistema en específico.

- Al implementar el muro de contención para la estabilización del talud, se analizó como actúan las fuerzas sobre la estructura, entre ellas se encuentran los esfuerzos activos y pasivos que tratan de estabilizar o desestabilizar la estructura. Es muy importante saber en qué dirección actúan estas fuerzas ya que de ello depende el correcto dimensionamiento de la estructura. Además de realizar un sistema de contención para estabilización es importante analizar si se requiere un trabajo adicional con el fin de evitar la erosión del suelo. Con el ánimo de buscar la estructura optima se evaluaron tres alternativas y entre ellas se encontró que la alternativa más económica es el muro de contención.
- Se analizaron los pilotes por medio de una equivalencia de rigidez en el software Plaxis, y se pudo observar la variación del factor de seguridad, el cual está directamente relacionado con la profundidad del pilote, material a construir, módulo de elasticidad y características del suelo.
- Los anclajes ayudan a controlar los empujes del suelo, por lo tanto, ya no es necesario utilizar pilotes, en este caso se colocan dados en concreto apuntalados con un anclaje activo, los anclajes por ser activos van a soportar grandes esfuerzos ejercidos por el suelo, disminuyendo así el trabajo de las estructuras en concreto.
- Se analizaron las tres alternativas de estabilización con relación al costo, y se puede observar que los pilotes tienen un valor superior al muro de contención, debido al procedimiento constructivo implementado, ya que se necesita maquinaria especializada para la perforación e instalación de los pilotes y anclajes, por lo tanto, el sistema del muro de contención es el que modelo con mejores beneficios económicos.
- Comparando los resultados obtenidos en la investigación de (Caballero Olarte, 2014) en la cual proponen alternativas de estabilización similares y este proyecto, se concluye que para cumplir con el factor de seguridad al implementar un muro de contención es necesario que el muro tenga una gran altura o implementar terracedo para contener el talud.
- De acuerdo con las propuestas y resultados obtenidos por (Caballero Olarte, 2014), se puede concluir que el uso de una pantalla anclada podría ser sustituida por dados anclados garantizando el cumplimiento del factor de seguridad y disminuyendo costos.

Capítulo 6

6. Conclusiones, limitaciones y recomendaciones

A continuación, se presentan las conclusiones de la presente investigación en base a los análisis de resultados forjados en el anterior capítulo, se genera una discusión sobre las limitaciones que se presentaron durante el desarrollo del proyecto y finalmente se presentan alternativas para continuar a futuro dando solución de estabilidad al talud de estudio.

6.1 Conclusiones

- Con la información secundaria y los resultados del ensayo SPT, se logró establecer el perfil estratigráfico con sus características geológicas, además se realizó la estimación de los parámetros geotécnicos de cada estrato.
- De acuerdo con los parámetros geotécnicos obtenidos se establecieron tres alternativas de solución para estabilizar el talud. Las alternativas propuestas fueron muro de contención, pilotes en voladizo y pilotes anclados, cada una de las alternativas fue modelada en Plaxis con el fin de obtener el factor de seguridad. Este factor de seguridad debe cumplir con los requisitos mínimos estipulados en la NSR-10 con el propósito de garantizar la estabilidad del talud.
- Se dimensionó cada sistema de estabilización, teniendo en cuenta los esfuerzos presentes en el suelo con el fin de que la estructura los pueda soportar, además se realizó el detalle estructural con el propósito de soportar momento flector y cortante, cumpliendo con los requisitos de diseño estructural establecidos según la NSR-10.
- Al modelar los sistemas de contención se puede observar que todos cumplen con los factores de seguridad mínimos requeridos, sin embargo, el sistema que tiene un factor de seguridad mayor es el muro de contención.
- Según la evaluación de las alternativas de contención y el análisis costo-beneficio, se puede observar que el sistema de contención más económico es el muro de contención,

además es el sistema que cuenta con el mayor factor de seguridad. por lo anterior, este sistema de muro de contención es la mejor opción para estabilizar el talud.

6.2 Limitaciones y recomendaciones

- Una limitación del proyecto se da por falta de información suficiente del punto de estudio. La falta de recursos económicos para realizar visitas de campo, ensayos geotécnicos, resistencia al corte y deformabilidad de los materiales, siendo así, una gran limitante. Por lo tanto, el proyecto se realizó con base a información secundaria suministrada, la cual, carece de información en el ensayo de penetración estándar SPT, por lo cual los parámetros geotécnicos fueron estimados en base a estos datos suministrados de dos sondeos realizados en el punto de estudio.
- Debido a la falta de información geológica y geotécnica, se tienen estimaciones del material y condiciones del suelo presente en el sitio de estudio, por lo tanto, estos valores geotécnicos obtenidos solo serán usados para el ejercicio académico o como parámetros preliminares. Para determinar los parámetros finales es necesario realizar visitas de campo y ensayos geotécnicos con el fin de obtener información más exacta del sitio. Los costos de cada propuesta fueron determinados según los precios unitarios definidos en el proyecto, por lo tanto, es necesario realizar visitas de campo y contemplar los precios en la zona para ajustar los precios unitarios y tomar el costo real el cual varía con el tiempo y el sitio donde se realiza la cotización.
- Los sistemas de contención propuestos durante el proyecto deben ser considerados para fines académicos, y en ningún caso, pueden ser tomados como diseños finales o definitivos para la construcción del sistema de estabilización del sitio PR 70+800 San Juan de Villalobos.
- Se recomienda a futuro analizar diferentes sistemas de contención a los propuestos en este proyecto, con el fin de comparar si el sistema muro de contención es el más óptimo en relación con el costo-beneficio.
- Se recomienda realizar estudios geotécnicos con mayor precisión y visitas de campo, con el fin de obtener unos parámetros geotécnicos cercanos al real y una caracterización geológica más amplia.
- El análisis de las tres alternativas de sistemas de contención analizadas, considero un perfil geotécnico formado con base en correlaciones geotécnicas según el tipo de suelo y los resultados de los ensayos. Teniendo presente lo anterior, este estudio no se hace responsable de los parámetros geotécnicos definidos, y se recomienda a futuro realizar mediciones directas en campo y laboratorio de los parámetros geotécnicos del sitio de estudio.

▪

A. Anexo: Estudio de suelos

<p>CONSORCIO GEOTECNIA ALIADA</p>	<p>2581 CORREDOR NEIVA - MOCOA REGISTRO FOTOGRÁFICO NEIVA - MOCOA - SANTANA UF5 PR70+800</p>
<p>Dirección del Movimiento Cárcava Coluvión Deslizado</p> <p>San Juan de Villalobos</p> <p>S2 (20ml)</p> <p>S1 (25ml)</p> <p>Quebrada</p> <p>Pitalito</p> <p>UF5 S107 PR70+800</p> <p>ENCOLE</p>	

**CONSORCIO
GEOTECNIA ALIADA**

2581 CORREDOR NEIVA - MOCOIA
REGISTRO FOTOGRÁFICO NEIVA - MOCOIA - SANTANA
UF5 PR70+800



PLANILLA DE REGISTRO DE SONDEO GEOTÉCNICO																																					
CONSORCIO GEOTECNIA ALIADA				PROYECTO: PROYECTO: NEIVA -PITALITO-MOCCO																																	
SONDEO Nº: 01		LOCALIZACIÓN: UF5 SI7 01			COORDENADAS				NIVELES DE AGUA (m)						HOJA Nº: 1 de 2																						
		ABSCISA		PR 70+800		X		746,963.00		DIA		H		P(m)		DIA		H		P(m)																	
FECHA: I F		25/02/2016		03/03/2016		Y		658,638.00		26		17:00		3,0		27		7		2,50																	
PROFUNDIDAD (m)		LONGITUD TRAMO (m)		NIVEL FREÁTICO (m)		REVESTIMIENTO		COLUMNA		DESCRIPCIÓN		FECHA		SPT		CAJA		AGUA		TIPO		RECOBRO (%)		R.Q.D (%)		Estado de las discontinuidades		Propiedades físicas									
0,00	0,45																																				
0,45	0,50																																				
0,95	0,50																																				
1,45	0,50																																				
1,95	0,50																																				
3,45	1,50																																				
3,90	0,45																																				
4,35	0,45																																				
5,85	1,50																																				
7,25	1,40																																				
8,75	1,50																																				
10,25	1,50																																				
11,75	1,50																																				
12,15	0,40																																				
12,60	0,45																																				
14,10	1,50																																				
15,60	1,50																																				
17,10	1,50																																				
18,20	1,10																																				
19,70	1,50																																				

OBSERVACIONES: (*) Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo. (ISRM, 1981). Clases: R0: Roca extremadamente blanda; R1: Roca muy blanda; R2: Roca blanda; R3: Roca moderadamente dura; R4: Roca dura; R5: Roca muy dura; R6: Roca extremadamente dura. (**) Propiedades Físicas: FD: Clasificación del macizo rocoso de acuerdo a la densidad de fracturas. F0: Sin fracturas; FD1: Fracturado muy ligeramente; FD2: Fracturado ligera a muy ligeramente; FD3: Fracturado ligeramente; FD4: Fracturado ligeramente a fracturado moderadamente; FD5: Fracturado moderadamente; FD6: Fracturado intensamente a fracturado moderadamente; FD7: Fracturado intensamente; FD8: Fracturado muy intensamente a fracturado intensamente; FD9: Fracturado muy intensamente. Clasificación de meteorización para materiales uniformes (GSL, 1995): W1: Sana; W2: Ligeramente meteorizada; W3: Moderadamente meteorizada; W4: Altamente meteorizada; W5: Completamente meteorizada; W6: Suelo residual.

TIPO: SS: split spoon, TR: tricono, TS: tubo Shelby, NQ, HQ: barrena, L: lavado, C: cementación, NXW y HWX: revestimiento.

Elaborado por: _____ Revisado por: _____

B. Anexo: Parámetros geotécnicos

Angulo de fricción

Autor	Año	Ecuación	Transformación
Terzaghi y Peck	1948	$\phi' = 28,5 + 0,25N_{145}$	$\phi' = 28,5 + 0,25N_{145}$
Peck et al	1953	$\phi' = 26,25(2 - \left(e^{-\frac{N_{145}}{62}}\right))$	$\phi' = 26,25(2 - \left(e^{-\frac{N_{145}}{62}}\right))$
Kishida	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20N_{172}}$	$\phi' = 15 + \sqrt{12,5N_{172}}$
Schmertmann	1970	$\phi' = \tan^{-1}\left[\left(\frac{N_{160}}{32,5}\right)^{0,34}\right]$	$\phi' = \tan^{-1}\left[\left(\frac{N_{145}}{43,3}\right)^{0,34}\right]$
Japan National Railway	1999	$\phi' = 27 + 0,30N_{172}$	$\phi' = 27 + 0,1875N_{145}$
Japan Road Bureau	1986	$\phi' = 15 + \sqrt{15N_{172}}$	$\phi' = 15 + \sqrt{9,375N_{145}}$
Hatanaka y Uchida	1996	$\phi' = \sqrt{20N_{172} + 20}$	$\phi' = \sqrt{12,5N_{145} + 20}$
Montenegro y Gonzáles	2014	$\phi' = 12,79 + \sqrt{25,86N_{172}}$	$\phi' = 12,79 + \sqrt{16,16N_{145}}$

Tabla 5-1: Transformación del ángulo de fricción según la energía transferida (Tomado de Álvarez, C, E, & Cárdenas, 2015)

Correlación ángulo de fricción

Las correlaciones para determinar el ángulo de fricción se realizan para los estratos que tienen valores de numero de golpes obtenidos en el sondeo geotécnico, los cuales son: Q2C1, QSR y E2E3pei. Para hallar el valor del ángulo en cada estrato se reemplaza el número de golpes en cada una de las fórmulas de la tabla 5-1 y obtienen los siguientes resultados.

Estrato Q2C1

N golpes	Terzaghi y Peck	Pet et Al	Kishida	Schmertmann	JNR	JRB	Hatanaka y Uchida	Montenegro y González
4	29,50	27,89	22,07	23,99	27,75	21,12	27,07	20,83
6	30,00	28,67	23,66	27,05	28,13	22,50	28,66	22,64
8	30,50	29,43	25,00	29,39	28,50	23,66	30,00	24,16
20	33,50	33,49	30,81	37,56	30,75	28,69	35,81	30,77

Tabla 5-2: Obtención del ángulo de fricción del estrato Q2C1 según la energía transferida

Para determinar el ángulo de fricción efectivo, se grafican los resultados obtenidos en la tabla 5-2. El ángulo se obtiene buscando el intercepto entre la línea de tendencia y la mediana del número de golpes la cual es 7. El ángulo de fricción obtenido es $\phi' = 27,92^\circ$

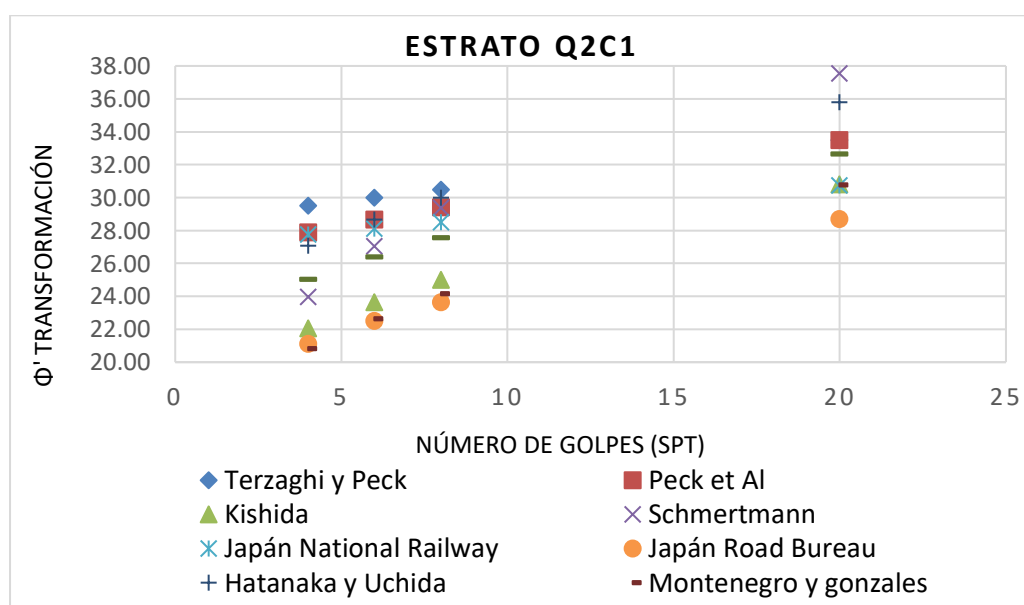


Gráfico 5-1: Ángulo de fricción efectivo del estrato Q2C1

Estrato QSR								
N golpes	Terzaghi y Peck	Pet Al	Kishida	Schmertmann	JNR	JRB	Hatanaka y Uchida	Montenegro y González
40	38,5	38,73	37,36	44,23	34,5	34,36	42,36	38,21
17	32,75	32,54	29,58	36,04	30,19	27,62	34,58	29,36

Tabla 5-3: Obtención del ángulo de fricción del estrato QSR según la energía transferida

Para determinar el ángulo de fricción efectivo, se grafican los resultados obtenidos en la tabla 5-3. El ángulo se obtiene buscando el intercepto entre la línea de tendencia y la media aritmética del número de golpes la cual es 28.5. El ángulo de fricción obtenido es $\phi' = 35,06^\circ$

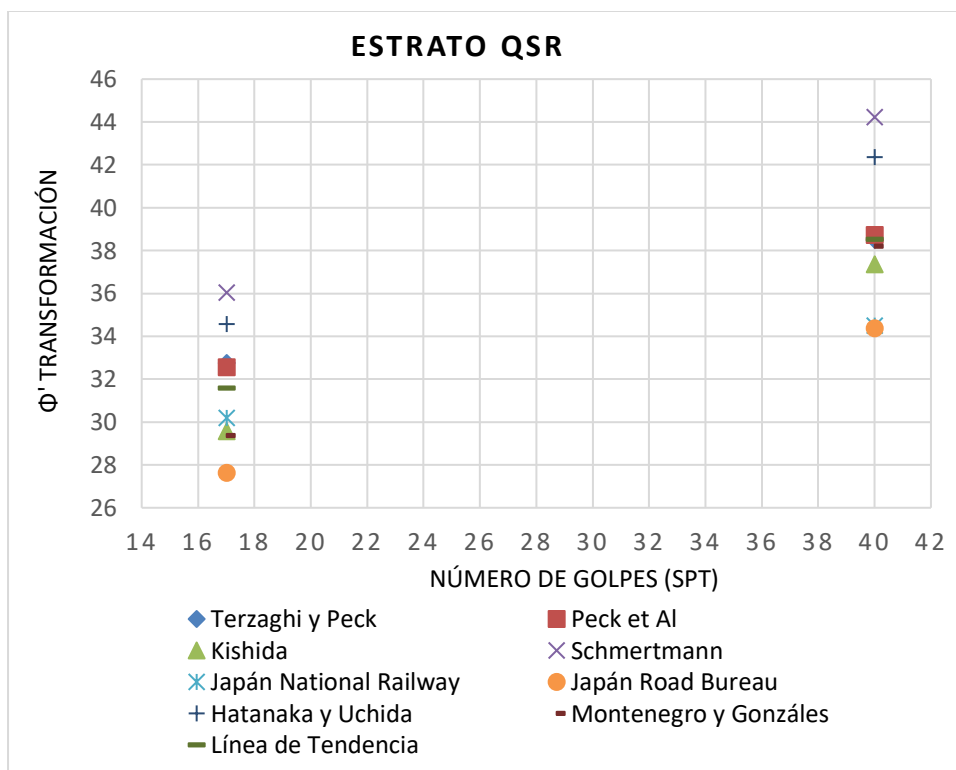


Gráfico 5-2: Angulo de fricción efectivo del estrato QSR

Estrato E2E3Pei								
N golpes	Terzaghi y Peck	Pet et Al	Kishi da	Schmertmann	JNR	JRB	Hatanaka y Uchida	Montenegro y González
50	41	40,78	40	46,40	36,37	36,6	45	41,21

Tabla 5-4: Obtención del ángulo de fricción del estrato E2E3Pei según la energía transferida

Para determinar el ángulo de fricción efectivo, se grafican los resultados obtenidos en la tabla 5-4. El ángulo se obtiene buscando el intercepto entre el punto de tendencia y el número de golpes. El ángulo de fricción obtenido es $\phi' = 40,93^\circ$

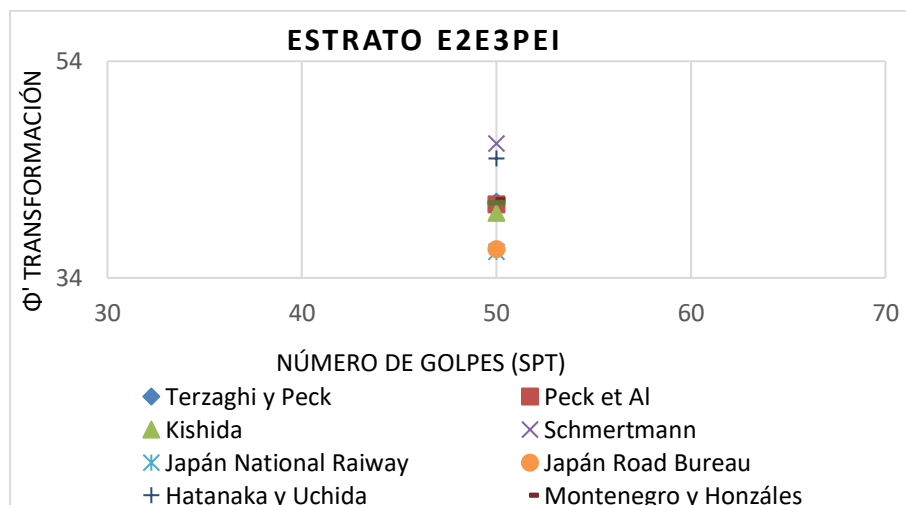


Gráfico 5-3: Ángulo de fricción efectivo del estrato E2E3PEI

Estimación de ángulo de fricción y cohesión

Debido a la escasa información obtenida del informe del sondeo geotécnico no se cuenta con valores del número de golpes de algunos estratos del talud de estudio, por lo que no se pueden realizar correlaciones. Por ende, se procede a estimar el ángulo de fricción teniendo en cuenta la caracterización geológica. Para determinar la cohesión de los estratos se utilizan las tablas de valores típicos de parámetros para suelos, según (Hoek & Bray, 1983).

Tipo de roca	Peso unitario seco (Kn/m3)	Cohesión (Mpa)	Ángulos de fricción (º)
Rocas ígneas duras: granito, basalto	25-30	35-55	35-45
Rocas metamórficas: cuarcita, neiss, pizarras.	25-28	20-40	30-40
Rocas sedimentarias duras: caliza, dolomita, arenisca.	23-28	10-30	35-45
Rocas sedimentarias blandas: arenisca, lutitas, limolitas.	17-23	1-20	25-35

Tabla 5-5: Valores típicos de parámetros para rocas (tomado de Hoek & Bray, 1983)

Tipo de suelo	Peso unitario seco (T/m3)	Cohesión (T/m2)	Angulo de fricción (º)
---------------	---------------------------	-----------------	------------------------

Bloques y bolos sueltos	1.7	-	35-40
Grava	1.7	-	37.5
Grava arenosa	1.9	-	35
Arena compactada	1.9	-	32.5-35
Arena semi compactada	1.8	-	30-32.5
Arena suela	1.7	-	27.5-30
Limo firme	2.0	1-5	27.5
Limo	1.9	1-5	25
Limo blando	1.8	1-2.5	22.5
Marga arenosa rígida	2.2	20-70	30
Arcilla arenosa firme	1.9	10-20	25
Arcilla media	1.8	5-10	20
Arcilla blanda	1.7	2-5	17.7
Fango blando arcilloso	1.4	1-2	15
Suelos orgánicos	1.1	-	10-15

Tabla 2: Valores típicos para suelos (tomado de Bañón Blázquez, 2000)

Según las características del estrato QCD (Ver 3.1.3), se estima un valor de ángulo fricción efectivo, teniendo en cuenta la tabla 5-6, por lo cual se define un ángulo de: $\phi' = 25^\circ$. Según las características del estrato Q2C2 (Ver 3.1.3), se halló la densidad relativa efectiva teniendo el peso específico del suelo, se utilizó la fórmula de Meyerhof (1956) para determinar el ángulo de fricción.

$$\phi' = 28 + 15DR$$

$$\rho = \frac{17000 \frac{N}{m^2}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 1732,92 \frac{kg}{m^3}$$

$$DR = \frac{1732,92 \frac{kg}{m^3}}{1000 \frac{kg}{m^3}} = 1.73$$

$$\phi' = 28 + 15(1.73) = 54^\circ$$

Se analiza el ángulo efectivo hallado por medio de la densidad relativa y se concluye que el valor es muy elevado, por lo tanto, se encuentran las características geológicas del estrato de estudio y se define que el ángulo es: $\phi' = 37^\circ$

Módulo de Elasticidad

Tipo de Suelo	SPT
Arenas, Todos (Normalmente Consolidado)	(2600 a 2900) N
Arena	40000 + 1050 N
Grava Arenosa	1200 (N + 6)
	600 (N + 6) N ≤ 15
	600 (N + 6) + 200 N > 15
Limo Arenoso	320 (N + 15)
Lodos, Limo Arenoso, Limo Arcilloso	300 (N + 6)

Tabla 3: Determinación del módulo de elasticidad con la prueba SPT (Tomado de E, Bowles, RE, & S.E, 1997)

De acuerdo con las características geológicas de cada estrato se reemplaza en la ecuación o ecuaciones que correspondan a un tipo de suelo similar al del estrato de estudio, para luego realizar un ponderado del módulo de elasticidad de cada estrato.

Tipo de Suelo	Estrato Qra	Estrato Qcd	Estrato Q2c1	Estrato Qsr	Estrato E2E3pei	Estrato Q2c2
Arenas-todos (Normalmente Consolidado)	116000	11600	58000	116000	116000	116000
Grava Arenosa	27800	6000	15800	27800	27800	27800
Promedio	71900	8800	36900	71900	71900	71900

Tabla 4: Determinación del módulo de elasticidad con la prueba SPT

Módulo de Poisson (μ)

Tipo de Suelo	μ
Arena saturada	0.4-0.5
Arena no saturada	0.1-0.3
Arcilla arenosa	0.2-0.3
Limo	0.3-0.35

Arena, Grava arenosa	-0.1-1.00
Comunmente usado	0.3-0.4
Rocas	0.1-0.4
Lodo	0.1-0.3
Hielo	0.36
Concreto	0.15
Acero	0.33

Tabla 5: Valores o rangos para la relación de Poisson (Tomado de E, Bowles, RE, & S.E, 1997)

C. Diseño de muro en gravedad

Geometría del problema			
Ancho de la base en la fundación	B	3,3	m
Altura Total	H'	4,37	m
Ancho del muro en la corona	a	0,4	m
Ancho del muro en la base	b	0,6	m
Ancho punta	ap	2,1	m
Ancho talón	at	0,6	m
Profundidad de muro enterrado	h1	1	m
Inclinación de la cara vertical del muro	β	90,0	°
Inclinación del lleno	α	10,0	°
Altura de la inclinación del terreno	H1	0,370	m
Altura del suelo sobre el muro	H2	3,5	m
Altura de la base del muro	H3	0,5	m
Resistencia del concreto	f'c	21	Mpa
Resistencia del acero	fy	420	Mpa
Factor de reducción de resistencia cortante	ϕ	0,75	Adm
Factor de reducción de resistencia flexión	ϕ	0,9	Adm
Factor de modificación del concreto	λ	1	Adm
Momento de diseño	Mu	178,216	kN-m/m
Densidad del concreto	γ_c	23,58	kN/m ³

Tabla 5-10: Geometría del muro y datos iniciales

Relleno			
Ángulo de fricción interna	Φ_1	33	°

Cohesión	c1	0	kN/m ²
Peso unitario	γ	19	kN/m ³

Tabla 5-11: Material de relleno

Suelo Q2C2			
Ángulo de fricción interna	Φ1	37	°
Cohesión	c1	6	kN/m ²
Peso unitario	γ	19	kN/m ³
Ángulo de fricción entre suelo y muro	δ	25	°

Tabla 5-12: Suelo de cimentación

Evaluación de empujes		
Coefficiente de empuje de tierra activo	Ka	0,31
Coefficiente de empuje de tierra pasivo	Kp	4,02
Coefficiente empuje de cohesión	Kpc	24,07

Tabla 5-13: Evaluación de empujes

Presión que ejerce el suelo			
Presión activa	Pa	55,78	kN/m
Presión activa vertical	Pv	9,69	kN/m
Presión activa horizontal	Ph	54,93	kN/m
Presión pasiva	Pp	62,28	kN/m

Tabla 5-14: Presión del suelo

Presión que ejerce el sismo			
Coefficiente sísmico de aceleración horizontal	Kh	0,288	Adm
Coefficiente sísmico de aceleración vertical	Kv	0,192	Adm
Ángulo de inclinación sísmica	θ'	19,618	°
Coefficiente de presión activa de tierra	Kae	0,898	Adm
Fuerza total dinámica	Pae	131,670	kN/m
Variación de Pae	ΔPae	75,894	kN/m
Fuerza vertical dinámica	Pvae	22,864	kN/m
Fuerza horizontal dinámica	Phae	129,670	kN/m
Punto de acción de la fuerza	Z	2,309	m

Tabla 5-15: Presión del sismo

Fuerzas resistentes				
Sección	Área (m ²)	Peso/Unid L (kN/m)	Brazo (m)	Momento (KN-m/m)
1	1,4	33,012	1	33,012
2	0,35	8,253	0,73	6,052
3	1,65	38,907	1,65	64,197
4	7,35	139,65	2,25	314,213
5	0,39	7,39	2,60	19,207
	Pv	9,69	3,3	31,962
	Pvae	22,86	3,3	75,452

Tabla 5-16: Fuerzas resistentes

Análisis para condiciones estáticas			
Sumatoria de fuerzas resistentes	ΣV	236,895	kN/m
Sumatoria de momentos volcadores	ΣM	80,018	kN-m/m
Fuerzas resistentes disponibles	Fresistentes	70,775	kN
Fuerzas deslizantes	Fdeslizantes	54,929	kN
Factor de seguridad contra el deslizamiento	FS.deslizante	3,355	OK
Momentos resistentes	Mresistentes	468,642	kN-m/m
Momentos volcadores	Mvolcadores	80,018	kN-m/m
Factor de seguridad contra el volcamiento	FS.volteo	5,857	OK

Tabla 5-17: Análisis para condiciones estáticas

Análisis para condiciones de sismo			
Sumatoria de fuerzas resistentes	ΣV	259,759	kN/m
Sumatoria de momentos resistentes	ΣM	174,467	kN-m/m
Fuerzas resistentes disponibles	Fresistentes	194,777	kN
Fuerzas deslizantes	Fdeslizantes	184,598	kN
Factor de seguridad contra el deslizamiento	FS.deslizante	1,055	OK
Momentos resistentes	Mresistentes	544,094	kN-m/m
Momentos volcadores	Mvolcadores	174,467	kN-m/m
Factor de seguridad contra el volcamiento	FS.volteo	3,119	OK

Tabla 5-18: Análisis para condiciones pseudo estáticas

Cálculo de Excentricidad			
Ancho	B	3,3	m
Ancho corregido	B'	3,2809853	m
Largo	L	3,5	m
excentricidad	e	0,0095073	m
carga Máxima	qmax	73,02715	kN/m2
carga mínima	qmin	70,545346	kN/m

Tabla 5-19: Excentricidad en la base del muro

Esfuerzos sobre la cimentación			
Excentricidad	e	0,010	m
Capacidad de carga admisible	Qu	1757,147	kN/m2
Carga máxima	Qmax	73,027	kN/m2
Carga mínima	Qmin	70,545	kN/m2
Capacidad de soporte admisible	Qadm	585,716	kN/m2

Tabla 5-20: Esfuerzos sobre la cimentación

Diseño del vástago

Datos de entrada		
rc	25,00	mm
Øestr	12,70	mm
Ølong	12,70	mm
d	455,95	mm

Tabla 5-21: Datos de entrada para diseño del vástago

Verificación a cortante		
Vu	189,746	kN
ΦVc	266,402	kN
Vu < ΦVc	OK	kN

Tabla 5-22: Verificación a cortante del vástago

Diseño a Flexión		
Mu	178,216	kN.m
Rn	0,953	Mpa
$\rho_{\text{diseño}}$	0,00233	Adm
ρ_{min}	0,00333	Adm
As	1519,833	mm ²
# Barras	12	Und
As (real)	1548	mm ²
Armadura Longitudinal (Vertical)		
Lado interno 1#4 @0.125m		
Lado externo 1#4 @0.25m		
Longitud de desarrollo (ld)		
Ganchos	152,4	mm
Barra recta	338,611	mm
Empalmes	440,194	mm

Tabla 5-23: Diseño a flexión del vástago

Diseño temperatura y contracción		
ρ_{min}	0,0018	Adm
As	820,710	mm ²
#Barras	12	Und
As (real)	852	mm ²
Armadura transversal		
Lado interno 1#3 @0.17		
Lado externo 1#3 @0.17		

Tabla 5-24: Diseño a temperatura y contracción del vástago

Diseño de punta

Datos de entrada		
rc	40,00	mm
\emptyset_{long}	12,70	mm
d	453,65	mm

Tabla 5-25: Datos de entrada para diseño de la punta

Verificación a cortante

σ_{a-b}	72,576	kN/m ²
σ_{a-b}	35,192	kN
V_u	35,192	kN
ΦV_c	265,058	kN
$V_u < \Phi V_c$	OK	kN

Tabla 5-26: Verificación a cortante de la punta

Diseño a Flexión		
Ma-b	10,996	kN.m
Rn	0,059366	Mpa
$\rho_{\text{diseño}}$	0,000142	Adm
ρ_{min}	0,003333	Adm
As	1512,167	mm ²
# Barras	12	Und
As (real)	1548	mm ²
Armadura Vertical		
Lado interno 1#4 @0.08		
Longitud de desarrollo (ld)		
Ganchos	152,4	mm
Barra recta	338,611	mm
Empalmes	440,194	mm

Tabla 5-27: Diseño a flexión de la punta

Diseño temperatura y contracción		
ρ_{min}	0,0018	Adm
As	816,570	mm ²
#Barras	12	Und
As (real)	852	mm ²
Armadura transversal		
Lado interno 1#3 @0.08		

Tabla 5-28: Diseño a temperatura y contracción de la punta

Diseño de talón

Datos de entrada		
rc	40,00	mm
\emptyset long	12,70	mm
d	453,65	mm

Tabla 5-29: Datos de entrada para diseño del talón

Verificación a cortante		
σ_{c-e}	70,997	kN/m ²
Vc-e	23,177	kN
Vu	23,177	kN
ΦV_c	265,058	kN
Vu < ΦV_c	OK	kN

Tabla 5-30: Verificación a cortante del talón

Diseño a Flexión		
Mc-e	59,649	kN.m
Rn	0,322047	Mpa
$\rho_{\text{diseño}}$	0,000774	Adm
ρ_{min}	0,003333	Adm
As	1512,167	mm ²
# Barras	12	Und
As (real)	1548	mm ²
Armadura Vertical		
Lado interno 1#4 @0.08		
Longitud de desarrollo (ld)		
Ganchos	152,4	mm
Barra recta	338,611	mm
Empalmes	440,194	mm

Tabla 5-31: Diseño a flexión del talón

Diseño temperatura y contracción

ρ_{min}	0,0018	Adm
As	816,570	mm ²
#Barras	12	Und
As (real)	852	mm ²
Armadura transversal		
Lado interno 1#3 @0.08		

Tabla 5-32: Diseño a temperatura y contracción del talón.

Anexo: Diseño de pilotes en voladizo

Datos iniciales			
Diámetro del pilote	D	1000	mm
Altura del pilote	H	5000	mm
Resistencia del concreto	f'c	28	Mpa
Resistencia del acero	fy	420	Mpa
Diámetro del estribo	Øestr	12,7	mm
Diámetro barra longitudinal	Ølong	19,1	mm
Recubrimiento	rc	75	mm
Distancia efectiva	d	902,75	mm
Factor de modificación del concreto	λ	1	Adm
Factor de reducción de resistencia cortante	Φ	0,75	Adm
Factor de reducción de resistencia flexión	Φ	0,9	Adm
Momento máximo	Mmax	7095167	N/mm2

Tabla 5-33: Datos iniciales para el diseño de pilotes

Diseño a flexión		
Rn	0,009674	Mpa
ρdiseño	0,000023	Adm
ρmín	0,005	Adm
As	4513,75	mm2
#barras	16	Unid
As (real)	4544	mm2

Tabla 5-34: Diseño a flexión de pilotes

Verificación a cortante		
Vu	10,045528	kN
ΦVc	609,055259	kN
Vu < ΦVc	OK	kN

Tabla 5-35: Verificación a cortante de pilotes

Cortantes		Momentos	
Altura (m)	V (kN-m/m)	Altura (m)	M (kN-m/m)
42,5	-0,145	42,500	0,000
42,225	-0,432	42,225	-0,082
41,950	-0,879	41,950	-0,248
41,675	-1,747	41,675	-0,604
41,400	-3,297	41,400	-1,275
41,400	-3,473	41,400	-1,275
41,175	-4,168	41,175	-2,162
40,950	-3,856	40,950	-3,069
40,725	-2,999	40,725	-3,857
40,500	-2,056	40,500	-4,418
40,500	-1,924	40,500	-4,418
40,124	-1,684	40,124	-5,095
39,749	-1,599	39,749	-5,700
39,373	-1,788	39,373	-6,330
38,998	-2,371	38,998	-7,095
38,998	2,476	38,998	-7,095
38,748	9,179	38,748	-5,490
38,499	10,046	38,499	-3,022
38,249	6,511	38,249	-0,844
38,000	0,013	38,000	0,000

Tabla 5-36: Momentos y cortantes en pilotes

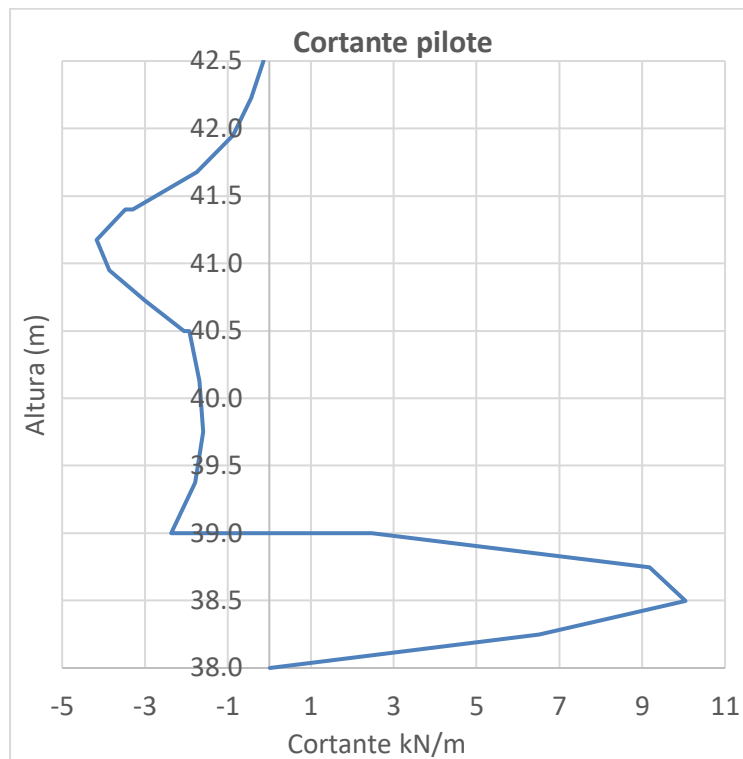


Gráfico 5-4: Cortantes en pilote

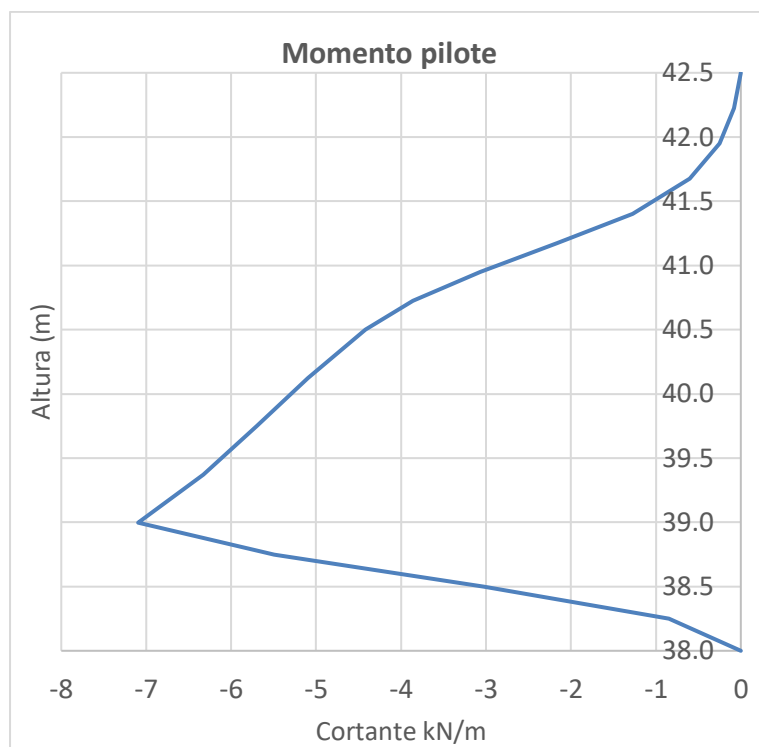


Gráfico 5-5: Momentos en pilote

Refuerzo transversal		
Separación zona confinada	75	mm
Separación zona no confinada	305,6	mm
Longitud de confinamiento	1200	mm
Longitud zona no confinada	2600	mm
Cantidad de estribos en zona de confinamiento	16	Und
Cantidad de estribos en la zona no confinada	9	Und
Recalculo S zona de confinamiento	289	mm
Longitud de desarrollo en estribos	76,2	mm
Longitud de estribos	926,2	mm

Tabla 5-37: Refuerzo a cortante

E. Anexo: Diseño de dados anclados

Diseño de dados

Datos Iniciales			
Carga muerta	Tmax	25	kN
Resistencia del concreto	f'c	21	Mpa
Resistencia del acero	fy	420	Mpa
Momento de diseño	Mu	3,646	kN-m/m
Capacidad admisible del suelo	Qa	0,0235647	Mpa
Diámetro de la barra	Ølong	12,70	mm
Recubrimiento	rc	40	mm
Factor de reducción de resistencia cortante	Φ	0,75	Adm
Factor de reducción de resistencia flexión	Φ	0,9	Adm
Factor de modificación del concreto	λ	1	Adm
Densidad del concreto	Υc	23,58	kN/m3

Tabla 5-38: Datos para iniciales de dados anclados

Cimentación cuadrada		
B	1	m
L	1	m
Y	19	kN/m3
C'	2	kN/m2
Φ'	19,5	°
Df	0	m
q	0	kN/m2
Nc	17,125	Adm
Ny	3,355	Adm

Tabla 5-39: Datos para determinar la capacidad de carga

Capacidad de carga de Terzaghi		
Qu	70,694	kN/m ²
Qadm	23,565	kN/m ²
Qadm	0,024	N/mm ²

Tabla 5-40: Capacidad de carga con Terzaghi

Cálculo de Excentricidad			
Ancho	B	1000	mm
Largo	L	1000	mm
excentricidad	e	145,840	mm
carga máxima	qmax	0,000047	Mpa
carga mínima	qmin	0,000003	Mpa

Tabla 5-41: Excentricidad en los dados

Cálculo de espesor (t)			
Espesor	t	300	mm
Distancia efectiva	d	253,650	mm

Tabla 5-42: Espesor y distancia efectiva de los dados

Verificación a cortante		
Vu	12,426	kN
ΦVc	148,202	kN
$Vu < \Phi Vc$	OK	kN

Tabla 5-43: Verificación a cortante de los dados

Diseño a Flexión		
Rn	0,063	Mpa
ρ diseño	0,00015	Adm
ρ min	0,00333	Adm
As	845,500	mm ²
# Barras	7	Und
As (real)	903	mm ²
Ganchos	152,4	mm
Armadura Longitudinal		
1#4 @0.143m		

Diseño a flexión		
γ_s	1	Adm
$\gamma_s \cdot A_s$	845,5	mm ²
# Barras	7	Und
A_s (real)	903	mm ²
Ganchos	152,4	mm
Armadura Transversal		
1#4 @0.143m		

Tabla 5-44: Diseño a flexión de los dados

Cortantes		Momentos	
Altura (m)	V (kN-m/m)	Altura (m)	M (kN-m/m)
64,428	-1,942	64,428	0,000
64,458	-2,120	64,458	-0,073
64,488	-2,798	64,488	-0,165
64,518	-3,622	64,518	-0,282
64,548	-4,233	64,548	-0,431
64,548	-4,234	64,548	-0,431
64,605	-5,297	64,605	-0,752
64,662	-6,449	64,662	-1,149
64,720	-7,656	64,720	-1,625
64,777	-8,880	64,777	-2,184
64,777	-8,847	64,777	-2,184
64,807	-9,504	64,807	-2,513
64,837	-10,181	64,837	-2,866
64,868	-10,874	64,868	-3,244
64,898	-11,579	64,898	-3,646
64,898	12,426	64,898	-3,646
64,992	10,727	64,992	-2,317
65,087	7,546	65,087	-1,322
65,181	5,294	65,181	-0,597
65,276	6,378	65,276	0,000

Tabla 5-45: Momentos y cortantes en dados anclados

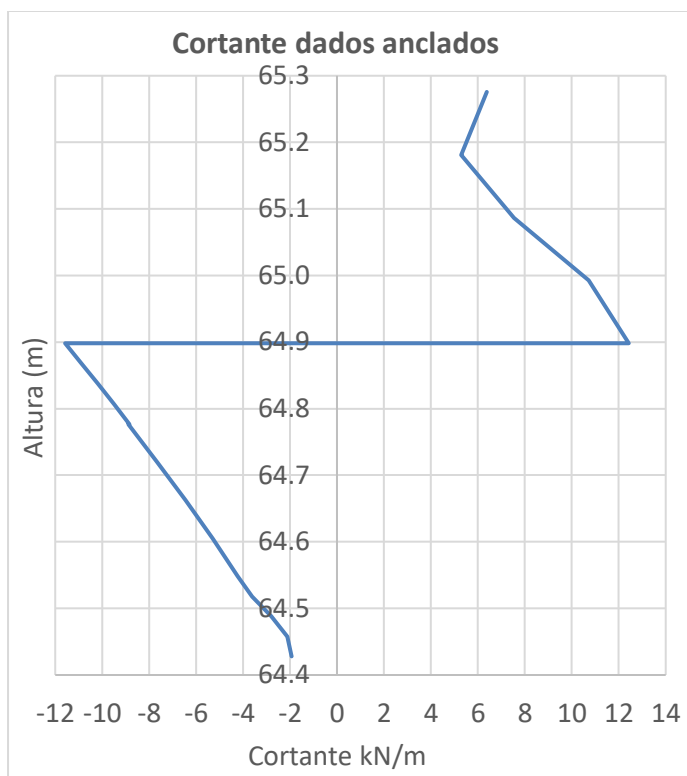


Gráfico 5-6: Cortantes en dados anclados

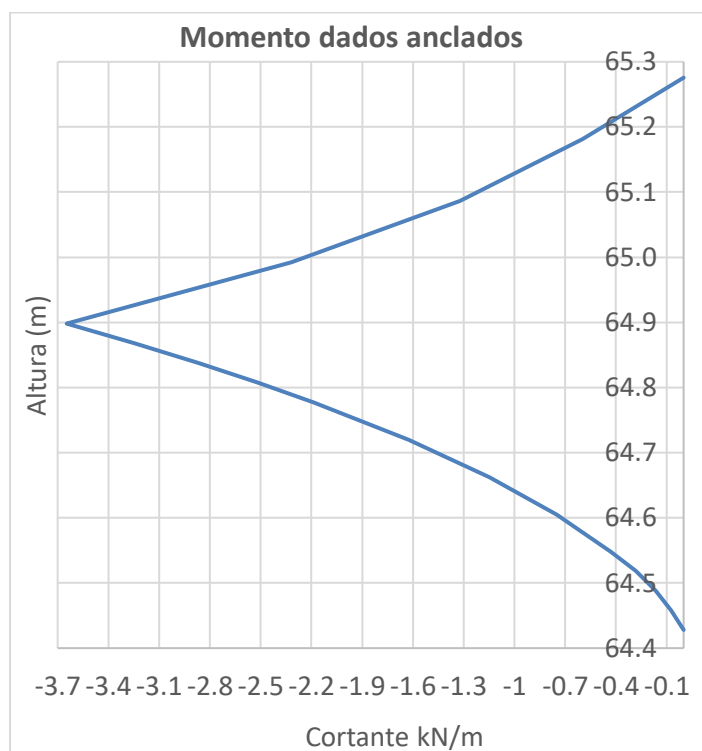


Gráfico 5-7: Momentos en dados anclados

F. Anexo: Apu Sistemas de Contención

DATOS ESPECÍFICOS					
ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD	
2	Construcción de Pilote In Situ, Diámetro 1m		ML		
I. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN		TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO	
Camisa para pilote D= 1m		\$ 26.940,18	1,000	\$ 26.940,18	
Equipo de Soldadura		\$ 8.298,36	1,000	\$ 8.298,36	
Grua con torre capacidad 1 ton en la punta.		\$ 188.572,75	2,500	\$ 75.429,10	
Motobomba de concreto		\$ 29.193,92	2,550	\$ 11.448,68	
Pala auxiliar de piloteadora		\$ 350.213,45	2,500	\$ 140.085,38	
Piloteadora potencia 250KW , RPM 1800, fuerza elevadora 200t		\$ 564.874,70	1,000	\$ 564.874,70	
Retroexcavadora A 25C		\$ 112.372,40	2,500	\$ 44.948,96	
HERRAMIENTA MENOR (%)			10%	10.868,75	
SUBTOTAL \$				\$ 882.894,12	
II. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO
Bentonita		kg	2,355	\$ 8.326,78	\$ 19.609,57
Acero PDR -60		kg	40,3	\$ 3.415,33	\$ 137.527
Concreto Resistencia 28 (Mpa)		m ³	0,785	\$ 402.396,72	\$ 316.041,65
SUBTOTAL \$				\$ 473.178	
III. TRANSPORTES					
MATERIAL	CANTIDAD M ³	DISTANCIA A Km	M ³ *Km	TARIFA	Vr. UNITARIO
Transporte de material de excavación	6,46	20,00	129,11	\$ 1.289,69	\$ 166.509
SUBTOTAL \$				\$ 166.509	
IV. MANO DE OBRA					
TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIONES (%)	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
Obrero (5)	\$ 175.000	85%	\$ 323.750,00	4,00	80.938
Oficial	\$ 60.000	85%	\$ 111.000,00	4,00	27.750
SUBTOTAL \$				108.688	
TOTAL COSTO DIRECTO \$				\$ 1.631.268,4	

Tabla 5-46: Costo de pilote en voladizo por metro de profundidad

DATOS ESPECÍFICOS						
ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD		
1	Muro de contención voladizo		ML			
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
Equipo de soldadura		\$ 8.298,36	1,000	\$ 8.298,36		
Motobomba de concreto		\$ 29.193,92	2,550	\$ 11.448,69		
Retroexcavadora A25C		\$ 112.372,40	2,500	\$ 44.948,96		
HERRAMIENTA MENOR (%)			10%	33.710,84		
SUBTOTAL \$				\$ 98.406,85		
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
Material relleno	m ³	9,100	\$ 68.478	\$ 623.151		
Acero PDR -60	kg	530,058	\$ 3.415	\$ 1.810.321		
Concreto de Resistencia 21 (Mpa)	m ³	3,4	\$ 416.245	\$ 1.415.233		
Filtro PVC 4"	m ¹	1,0	\$ 27.438	\$ 27.439		
Geotextil NT 1600 (incluido transporte)	m ²	13,1	\$ 4.000	\$ 52.400		
Drenes (3) PVC 2"	m ¹	6,0	\$ 17.438	\$ 104.628		
Semilla para enpradizar	kg	0,200	\$ 41.528,56	\$ 8.306		
SUBTOTAL \$				\$ 4.041.478,38		
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	(1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
Transporte material excavado	m ³ km	38,40	20,00	768,00	\$ 1.306,35	\$ 1.003.276,80
Equipo de transporte (camiones grúas)	m ³ km	0,05	20,00	1,00	\$ 1.289,69	\$ 1.289,69
Transporte de material seleccionado para	m ³ km	9,10	20,00	182,00	\$ 1.306,35	\$ 237.755,70
SUBTOTAL \$						\$ 1.242.322,19
IV. MANO DE OBRA						
TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIONES (%)	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO	
Excavación						
Obrero (4)	\$ 140.000	85%	\$ 259.000	4,00	\$ 64.750,00	
Colocación de Concreto y armado acero						
Obrero (5)	\$ 175.000	85%	\$ 255.336	5,00	\$ 51.067,21	
Oficial	\$ 60.000	85%	\$ 255.336	1,50	\$ 170.224,02	
Colocación de gravas, cuneta y semillas						
Obrero (2)	\$ 70.000,00	85%	\$ 255.336	5	51067,205	
SUBTOTAL \$					337.108,43	
TOTAL COSTO DIRECTO \$						5.719.315,85

Tabla 5-47: Costo muro de contención por metro lineal

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD			
3	Dados anclados (incluye anclajes, dados de concreto y malla triple torsión)	Un				
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	TARIFA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO			
Bomba de inyección de lechada	\$ 150.000,00	1,000	\$ 150.000,00			
Planta eléctrica	\$ 120.000,00	1,000	\$ 120.000,00			
Bomba para gato de tensionamiento	\$ 290.000,00	1,000	\$ 290.000,00			
Compresor 120 HP, con martillo.	\$ 350.000,00	1,000	\$ 350.000,00			
Equipo de perforación (TRACKDRILL), potencia 40 HP, 2100 golpes / minuto	\$ 750.000,00	1,000	\$ 750.000,00			
Equipo de oxicorte, Capacidad de corte: hasta 6" (152mm)	\$ 650.000,00	1,000	\$ 650.000,00			
Gato para tensionamiento, fuerza Max 200 ton, área de tensión 314 cm ² .	\$ 680.000,00	1,000	\$ 680.000,00			
SUBTOTAL \$			\$ 2.990.000,00			
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
4 torones de tensionamiento 5/8"	kg	52,216	\$ 7.500,00	\$ 391.620,00		
Limpiador 1/4 de galón (anclajes)	u	1,000	\$ 22.802,83	\$ 22.802,83		
Lamina de polietileno de alta densidad, de 2 mm de espesor, resistente a la	m ²	13,700	\$ 6.195,00	\$ 84.871,50		
Lechada Bubo anclaje 5.15m, Diámetro: 15cm	m ³	0,100	\$ 297.267,00	\$ 29.726,70		
Concreto Dados 1x1m (incluye acero refuerzo) F'c: 21M pa	m ³	0,300	\$ 416.244,98	\$ 124.873,49		
Soldadura en PVC 1/8 de galón (anclajes)	u	0,022	\$ 39.377,26	\$ 866,30		
Tubo PVC (cubre los torones) 4"	m ¹	10,700	\$ 35.000	\$ 374.500,00		
Malla triple torsión con alambre galvanizado reforzado de 2 mm de diámetro, de malla hexagonal TECCO G 45/2	m ²	13,700	\$ 4.376	\$ 59.957,91		
SUBTOTAL \$			\$ 1.089.218,73			
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2) km	(1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
Equipo de transporte (camiones grúas)	m 3km	0,05	40,00	2,00	\$ 1.289,69	\$ 2.579,38
Transporte accesorios para anclajes	m 3km	52,22	40,00	2088,64	\$ 1.306,35	\$ 2.728.494,86
SUBTOTAL \$					\$ 2.731.074,24	
IV. MANO DE OBRA						
TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIONES (%)	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO	
Excavación						
Obrero (4)	\$ 140.000	85%	\$ 259.000	4,00	\$ 64.750,00	
Colocación malla triple torsión y fundición dados concreto.						
Obrero (4)	\$ 140.000	85%	\$ 259.000	5,00	\$ 51.800,00	
Oficial	\$ 60.000	85%	\$ 111.000	1,50	\$ 74.000,00	
Personal capacitado para instalación del anclaje						
Trabajador (2)	\$ 140.000,00	85%	\$ 259.000	1	259000	
SUBTOTAL \$					449.550,00	
TOTAL COSTO DIRECTO \$					7.259.842,98	

Tabla 5-48: Costo de dados anclados por unidad

Bibliografía

- Álvarez, C., C, J., E, J., & Cardenas, R. (Julio-Diciembre de 2015). Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ. *Tecno Lógicas*, 18(35), 93-104.
- Arias Torres, B. (2012). *Deslizamientos en taludes inducidos por altas precipitaciones en vías intermunicipales en Colombia*. Tesis, Universidad libre, Cundinamarca, Bogotá.
- Blanco, E. (2011). *Sistemas flexibles de alta resistencia para la estabilización de taludes. Revisión de los métodos de diseño existentes y propuesta de una nueva metodología de dimensionamiento.* Tesis doctoral, Universidad de Cantabria, Santander.
- Botello, A. (2015). *Sobre el comportamiento de micropilotes trabajando a flexión y/o cortante en estructuras de tierra*. Tesis Doctoral, Universidad politécnica de madrid, Madrid.
- Braja, M. D. (2014). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México.
- Burgos. (2001). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*. Madrid.
- Burgos Cedeño, S. L. (2015). *Desarrollo de herramienta de diseño para la estabilidad de excavaciones con entrada de personal*. Tesis magister, Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- Burgos, A. J. (2002). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Madrid.
- Caballero Olarte, J. A. (2014). *Valoración de diferentes opciones para estabilización del talud ubicado en el k8+600 en la vía doble calzada Bucaramanga-Cúcuta*. Tesis pregrado, Universidad Militar Nueva granada, Bogotá.
- Cabeza Pinzón, E. P., & Sossa Malagón, L. C. (2015). *Elaboración de una guía constructiva para la elaboración de pantallas ancladas*. Trabajo de grado, Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga.

- Coronel Gutierrez, R. A., & Tavera Calderon, R. F. (2010). *Lecciones aprendidas en la estabilización de taludes con pantallas ancladas*. Monografía especialista, Universidad Pontificia Bolivariana, Floridablanca.
- Coronel, R. A., & Tavera, R. F. (2010). *Lecciones aprendidas en la estabilización de taludes con pantallas ancladas*. Tesis, Universidad pontificia florida blanca, Floridablanca.
- Gonzales, A. J. (1999). Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. *X jornadas geotécnicas de la ingeniería Colombiana*.
- Harabinová, S. (2017). Assessment of Slope Stability on the Road. *Procedia Engineering*, 190, 390-397. doi:10.1016/j.proeng.2017.05.354
- Indigo. (s.f.). *Anclajes activos y pasivos (pernos)*. Obtenido de Anclajes activos y pasivos (pernos): <http://www.indigoconstrucciones.com/anclajes-activos-y-pasivos-pernos/>
- INGEOMINAS, M. d. (2003). *Cartografía geológica de las zonas andinas sur y garzon - Quetame (Colombia)*. Bogota.
- Jara, G. A. (2008). *Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria*. Tesis Doctoral, Universidad politécnica de madrid, Madrid.
- Littlejohn, G. (1980). Design estimation of the ultimate load-holding capacity of. *Ground Engineering*, 13(8). Obtenido de Ground Engineering,.
- M.Das, B. (2016). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Mexico: Cengage Learning.
- Mora Ferrari, D. (2018). *Metodo de elementos finitos y FEM*. Universidad Nacional Autonoma de Mexico, México.
- Moreno, H. A. (2010). *Evaluacion de presiones laterales sobre pilotes empleados para la estabilizacion de taludes*. Bogota D.C: Pontificia Universidad Javeriana .
- Olaya, V. (2014). *Sistemas de Informacion Geografica*.
- Oliva Gonzales, A. O., Ruiz Pozo, A. F., Gallardo Amaya, R. J., & Jaramillo, J. Y. (2019). Landslide risk assessment in slopes and hillsides. Methodology and application in a real case. *Dyna*. doi:doi.org/10.15446/dyna.v86n208.72341
- Ortuño, L. (2010). *Anclajes al terreno*. Uriel & Asociados, S.A.
- P.J. Sabatini, D. P. (1999). *Geotechnical engineering circular.No. 4*. Washington.

- Pineda Contreras, A. R. (Marzo de 2013). Metodo de elemento finito estocástico en en geotecnia. Enfoque espectral. *Scielo*, 14(1).
- Plaxis. (2004). *Manual de referencia versión 8*. Países Bajos.
- Puerta Tuesta, R., Rengifo Trigozo, J., & Bravo Morales, N. (s.f.). *ArcGIS Básico*. Universidad Nacional Agraria de la Selva, Tingo Maria.
- Rodriguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C. (1989). *Curso aplicado de Cimentaciones*. Madrid.
- Sanhueza, C., & Rodríguez, L. (2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la construcción*, 12, 17-29.
- Sastre, P. (2010). *Sistemas de informacion geografica*. España: instituo geologico y minero.
- Servicio Geológico Colombiano. (2003). *Cartografia gelogica de las zonas andinas sur y garzon - Quetame (Colombia)*. (M. d. Energía, Ed.) Bogotá.
- Suarez Diaz, J. (1998). *Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. (I. d. Ltda, Ed.) Bucaramanga, Colombia.
- Suarez, J. D. (1998). *Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga: ingenieria de suelos Ltda.
- Sanhueza, C., & Rodríguez, L. (2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la construcción*, 12, 17-29.
- Suarez, J. (s.f.). Estructuras ancladas pretensadas. En *Deslizamientos técnicas de remediación*.
- Sun, S. W., Zhu, B. Z., & Wang, J. C. (2013). Design method for stabilization of earth slopes with micropiles. *Soils and foundations*, 53, 487-497. doi:10.1016/j.sandf.2013.06.002
- Tavera, R. A. (2010). *Lecciones aprendidas en la estabilización de taludes con pantallas ancladas*. Floridablanca: Universidad Pontificia Bolivariana.
- Tomlin, D. (1990). *Geografic information system and cartographic modeling*. Estados Unidos: Lirolay Wilmington, DE.
- Vallejo, L. G. (2002). *Ingenieria Geologica*. Madrid: Pearson Educacion .

Yépez Rincón, F., Ramirés Serrato, N., Aguitar Durán, J., Caballero Ramírez, V., Lozano Gracia, D., Guerrero Cobán, V., & Jimenez Miguel, F. (26 de Abril de 2017). Modelo SIG para la zonificación de peligro por inestabilidad de laderas - Caso de estudio: área metropolitana de Monterrey, México. *Serie correlación geológica*, 33(1-2), 27-40.