



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE GUAYAQUIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD UBICADO EN LA AUTOPISTA GENERAL
RUMIÑAHUI KM. 5 EN LA PARROQUIA CONOCOTO, CANTÓN QUITO

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

AUTOR: JUSTIN ANDRES OÑA SANTILLAN

TUTOR: ING. LEONARDO ECHEVERRIA FABRE, DBA

Guayaquil-Ecuador

2024

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Justin Andres Oña Santillan con documento de identificación N° 1754807277 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 13 de febrero del año 2024

Atentamente,


Justin Andres Oña Santillan
(1754807277)

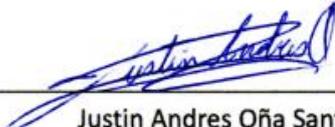
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Justin Andres Oña Santillan con documento de identificación No. 1754807277 expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Trabajo de investigación: “ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD UBICADO EN LA AUTOPISTA GENERAL RUMIÑAHUI KM. 5 EN LA PARROQUIA CONOCOTO, CANTÓN QUITO”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

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

Guayaquil, 13 de febrero del año 2024

Atentamente,


Justin Andres Oña Santillan

(1754807277)

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Ing. Leonardo Echeverria Fabre, DBA con documento de identificación N°0902190883, docente de la Universidad Politécnica Salesiana declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: "ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD UBICADO EN LA AUTOPISTA GENERAL RUMIÑAHUI KM. 5 EN LA PARROQUIA CONOCOTO, CANTÓN QUITO", realizado por Justin Andres Oña Santillan con documento de identificación

N° 1754807277 obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 13 de febrero del año 2024

Atentamente,



Ing. Leonardo Echeverria Fabre, DBA

(0902190883)

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

A mi madre ya que ella desde pequeño a sido mi motivación para seguir adelante desde siempre fue un gran ejemplo a seguir ya que me demostró que a pesar de cualquier dificultad que puedas estar pasando se puede lograr encontrar la forma de seguir adelante no es fácil, pero se puede lograr y con el tiempo todo llegara a dar sus frutos

A mi padrastro Javier ya que el de igual manera desde bastante pequeño me ayudo de todas las formas posibles siempre intento inculcarme a ser una mejor persona un mejor hijo y a pesar de que hemos tenido nuestras peleas puedo ver que el me sigue queriendo como un hijo a pesar de no estar relacionados por sangre y aunque eso no sea así yo lo considero como uno ya que se lo a ganado.

A mi tutor de tesis ya que desde que comencé a realizar la tesis hasta el último momento tuvo una gran paciencia conmigo y en verdad es un gran Ing. En cada clase que me daba se podía apreciar el amor que tiene por esta carrera y solo espero poder ser un gran profesional.

A mi perrita que en paz descansa llamada nube ella estuvo conmigo en los momentos que más solo me sentía siempre sabia cuando me pasaba algo cuando necesitaba compañía y a pesar de que en la actualidad ya no está conmigo un día le prometí que iba a graduarme de la universidad y ella estaría conmigo lamentablemente no pudo ser así pero donde sea que este quiero que vea graduarme como profesional ya que al menos siempre estará en mi corazón.

INDICE

1	CAPÍTULO I: INTRODUCCION	15
1.1	OBJETIVOS	16
1.1.1	OBJETIVO GENERALES	16
1.1.2	OBJETIVOS ESPECIFICOS	16
2	CAPITULO II: MARCO TEORICO	16
2.1	TALUD O LADERA	17
2.2	DATOS ENTRADA COMUNES PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	18
2.2.1	SITUACIÓN GEOLÓGICA	18
2.2.2	TOPOGRAFÍA DEL SITIO	19
2.3	FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	19
2.3.1	CONDICIONES DEL AGUA SUBTERRÁNEA	20
2.3.2	SISMICIDAD	20
2.3.3	DESLIZAMIENTO DE TIERRA	22
2.4	SUCESOS PROPENSOS A DESLIZAMIENTOS DE TIERRA	24
2.5	TIPOS DE FALLAS DE TALUDES	25
2.5.1	FALLA POR DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL	25
2.5.2	DESLIZAMIENTOS DE TIERRA RELACIONADOS CON DRENAJES Y FILTRACIONES	24
2.5.3	DESLIZAMIENTOS DE TIERRA CAUSADOS POR TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN REALIZADOS POR INGENIEROS Y CONTRATISTAS.....	25
2.5.4	DESLIZAMIENTOS DE TIERRA RELACIONADOS CON FALLAS.....	26
2.5.5	LA FRACTURA SIMPLE	28
2.5.6	EROSIÓN	29
2.5.7	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS.....	30
2.5.8	CARGA EXTERNA	30
2.6	FACTOR DE SERGURIDAD	31
2.7	PRESIONES DE AGUA POROSA	34
3	CAPITULO III: METODO DE ANALISIS	35
3.1	ANÁLISIS DE BLOQUES	35
3.1.1	EJEMPLO.....	38
3.2	ANÁLISIS DE SUPERFICIE CIRCULAR	40

3.2.1	MÉTODO DEL ARCO CIRCULAR ($\phi = 0$).....	40
3.2.2	EJEMPLO.....	41
3.3	MÉTODO ORDINARIO DE REBANADAS (OMS)	41
3.4	METODO DE BISHOP SIMPLIFICADO	44
3.5	METODO DE JANBU	46
4	CAPITULO IV: METODOLOGIA	48
4.1	METODO DE ESTUDIO.....	48
4.2	TRABAJO DE CAMPO	48
4.2.1	LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	48
4.3	TOMA DE MUESTRAS	50
4.4	INVESTIGACION DE LABORATORIO	51
4.4.1	ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO(UU)	51
4.4.2	MEDICION DE MUESTRAS	51
4.4.3	PREPARACION DE CELDA Y CONFIGURACION DE LAS MUESTRAS 53	52
4.4.4	RESULTADOS DE LABORATORIO	54
4.5	ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S)	56
4.5.1	GRANULOMETRIA	56
4.5.2	PROCEDIMIENTO	56
4.5.3	TAMIZADO	57
4.5.4	RESULTADOS DE LABORATORIO	58
4.6	LIMITES DE ATTERBERG.....	59
4.6.1	LIMITE LIQUIDO	59
4.6.2	LIMITE PLASTICO	60
4.7	MODELAMIENTO DIGITAL DE LOS DATOS OBTENIDOS.....	62
4.7.1	ETAPA 1 (AUTOCAD)	62
4.7.2	ETAPA 2 (CIVIL 3D)	63
4.7.3	ETAPA 3 (GEO5).....	65
5	CAPITULO V: RESULTADOS	73
5.1	TIPO DE ANÁLISIS ESTANDAR.....	73
5.1.1	METODO DE BISHOP.....	74
5.1.2	METODO DE FELLINIUS	74
5.2	TIPO DE ANALISIS OPTIMIZACIÓN	75

5.2.1 METODO BISHOP	75
5.2.2 METODO FELLENIUS.....	76
5.3 TIPO DE ANALISIS BUSQUEDA DE GRILLA.....	78
5.3.1 METODO BISHOP	78
5.3.2 METODO FELLENIUS.....	79
6 CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	80
6.1 CONCLUSIONES.....	80
6.2 RECOMENDACIONES	80
7 CAPITULO VII: BIBLIOGRAFIA.....	81

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Partes de un talud.	17
Figura 2.2: Geología de un talud.	18
Figura 2.3: Deslizamiento de tierras ocurrido por una falla.	19
Figura 2.4: Dibujo de ejemplo del método de límite de equilibrio.	22
Figura 2.5: Diferentes tipos de deslizamientos de taludes.	23
Figura 2.6: Diferentes tipos de altura antes de que ocurra un deslizamiento	24
Figura 2.7: falla por deslizamiento superficial	26
Figura 2.8: Filtración de agua subterránea.	27
Figura 2.9: Deslizamientos de tierra relacionado con fallas.	29
Figura 2.10: Proporciones de las pendientes	29
Figura 2.11: Fractura simple	30
Figura 2.12: Inclinación de la pendiente por erosión.	31
Figura 2.13: Características geológicas: estratificación del suelo	32
Figura 2.13: Sobrecarga en la cresta de la pendiente.	32
Figura 2.14: Diferente fs dependiendo el equilibrio, fuerza y momento.	33
Figura 3.1: Análisis de bloques.	37
Figura 3.2: Ejemplo del método análisis por bloques.	39
Figura 3.3: Superficie de falla circular en un suelo $\phi=0$	41
Figura 3.4: Ejemplo del problema $\phi=0$	42
Figura 3.5: Superficie de deslizamiento no circular.	47

Figura 4.1: Levantamiento topográfico	50
Figura 4.2: Coordenadas del terreno	50
Figura 4.3: Toma de muestras para el estudio de suelos.....	51
Figura 4.4: Bloque 35X35 inalterado para realización del estudio de suelos.	52
Figura 4.5: Ensayo triaxial (CU)	53
Figura 4.6: Sometimiento de la muestra a diferentes presiones.	54
Figura 4.7: Partes que componen a la máquina para realizar los ensayos triaxiales.	54
Figura 4.8: Esfuerzo desviador-deformación unitaria.	55
Figura 4.9: Circulo de Mohr.	55
Figura 4.10: Ensayo de clasificación de suelos.	57
Figura 4.11: Muestra luego de 24h en el horno para realizar el tamizado.....	58
Figura 4.12: Curva granulométrica.	59
Figura 4.13: Ensayo de limite líquido.	61
Figura 4.14: Curva de fluides.	61
Figura 4.15: Ensayo limite plástico.	62
Figura 4.16: Levantamiento topográfico y las curvas de nivel.	63
Figura 4.17: Perfil del terreno.	64
Figura 4.18: Lado izquierdo perfil idéntico creado con el comando espejo.	64
Figura 4.19: Los puntos azules indican la polilínea creada con el comando unir.	65
Figura 4.20: Se guarda en formato dxf ya que es compatible con GEO5.	65
Figura 4.21: Se importa el archivo (*.dxf).	66
Figura 4.22: Interfaz principal.	66
Figura 4.23: Se llena con los datos del estudio de suelos.	67
Figura 4.24: Se asigna el suelo.	67
Figura 4.24: Analisis de estabilidad de taludes (METODO DE SPENCER).	68
Figura 4.25: Análisis de estabilidad de taludes (METODO DE JANBU).	68
Figura 4.26: Análisis de estabilidad de taludes (METODO DE MORGENSTERN). .	69
Figura 4.27: Análisis de estabilidad de taludes (Todos los métodos)	69
Figura 4.28: Análisis de estabilidad de taludes (METODO BISHOP).	70
Figura 4.29: Análisis de estabilidad de taludes (METODO FELLENIUS).	70
Figura 4.30: Análisis de estabilidad de taludes (METODO ESPENCER).	71

Figura 4.31: Análisis de estabilidad de taludes (METODO JANBU).	71
Figura 4.32: Análisis de estabilidad de taludes (METODO MORGENSTERN).	72
Figura 4.33: Análisis de estabilidad de taludes (METODO BISHOP).	72
Figura 4.34: Análisis de estabilidad de taludes (METODO FELLENIUS).	73
Figura 4.35: Análisis de estabilidad de taludes (METODO ESPENCER).	73
Figura 4.35: Análisis de estabilidad de taludes (METODO JANBU).	74
Figura 4.35: Análisis de estabilidad de taludes (METODO METODO MORGENSTERN-PRICE).	74
Figura 5.1: Análisis de taludes (MÉTOD DE BISHOP).Tipo de análisis(ESTANDAR)	75
Figura 5.2: Análisis de estabilidad de taludes (MÉTOD DE FELLINIUS). Tipo de análisis(ESTANDAR)	76
Figura 5.3: Análisis de taludes (MÉTOD DE BISHOP). Tipo de análisis(OPTIMIZACIÓN)	77
Figura 5.4: Análisis de estabilidad de taludes (METODO FELLENIUS).	78
Figura 5.5: Análisis de estabilidad de taludes (METODO BISHOP).	79
Figura 5.6: Análisis de estabilidad de taludes (METODO FELLENIUS).	80

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Factores geológicos que controlan la forma de la superficie de falla potencial.	20
Tabla 2.2: Áreas propensas a deslizamientos de tierra.....	25
Tabla 4.1: Resultado del ensayo triaxial (CU).	56
Tabla 4.2: Resultados de la granulometría.	59
Tabla 4.3: Resultados del ensayo de Atterbeg.	62
Tabla 5.1: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)	75
Tabla 5.2: Verificación de estabilidad de taludes (FELLINIUS)	76
Tabla 5.3: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)	77
Tabla 5.4: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)	78
Tabla 5.5: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)	79
Tabla 5.6: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)	80

RESUMEN

El siguiente trabajo de investigación tiene como principal objetivo analizar la estabilidad del talud que se encuentra en dicho sector por motivo a que el talud se encuentra al pie de la calle por donde transcurren los peatones día a día, para realizar el trabajo de investigación fue necesario encontrar e identificar las características del tipo de suelo que se va a analizar como a su vez se realizó una topografía del sitio con lo cual nos daría lo que son las curvas de nivel para así poder cual es nuestro perfil del talud.

Para identificar correctamente las características tanto como físicas y mecánicas de los suelos se necesitó realizar una toma de muestras en el sitio para luego poder realizar los respectivos ensayos necesarios para que así nos puedan ser proporcionados los parámetros de diseño del talud.

Para el análisis del talud se utilizó el programa GEO5 en el cual tendremos que introducir los datos proporcionados de los ensayos realizados, lo curioso de este programa es que se puede utilizar algunos métodos por lo cual el talud será analizado de todos los métodos y así identificar si llegaría a fallar en alguno de los métodos o cumpliría con todos.

ABSTRACT

The main objective of the following research work is to analyze the stability of the slope that is taken into account in said sector because the slope is located at the foot of the street where pedestrians pass day by day, to carry out the research work. It was necessary to find and identify the characteristics of the type of soil that is going to be analyzed, and in turn a topography of the site was carried out, which would give us what the contour lines are in order to be able to determine our slope profile.

To correctly identify the physical and mechanical characteristics of the soils, it was necessary to take samples at the site and then be able to carry out the respective necessary tests so that the design parameters of the slope could be provided to us.

For the analysis of the slope, the GEO5 program was used in which we will have to enter the data provided from the tests carried out. The curious thing about this program is that some methods can be used, so the slope will be analyzed with all the methods and thus identify if it would fail in any of the methods or would it comply with all of them.

PROBLEMÁTICA

En vista de la presente ladera en el valle de los chillos se busca realizar un análisis que consiste en realizar un estudio de suelos que nos brindará información necesaria para poder indicar si el talud tiene zonas que sean inestables y con el paso del tiempo llegue a ocurrir un movimiento de tierras que vendría a afectar a las viviendas de la gente de la localidad y en el peor de los casos podría afectarles directamente a ellos lo cual sería bastante peligroso.

JUSTIFICACIÓN

Este presente proyecto se presentó debido a que en el sector puente 2 en el valle de los chillos hay la existencia de varios taludes los cuales con la llegada del fenómeno del niño se ha podido apreciar el aumento de las lluvias en el sector sierra a su vez el continuo movimiento sísmico debido a estas 2 circunstancias es propenso a que pueda ocurrir un deslizamiento de tierra el cual podría ocasionar diversos peligros para las personas que viven en el sector.

1 CAPÍTULO I: INTRODUCCION

El desarrollo del análisis de estabilidad de taludes en la ingeniería civil ha seguido de cerca los desarrollos en la mecánica de suelos y rocas en su conjunto. Las pendientes se producen de forma natural o son diseñadas por humanos. A lo largo de la historia se han enfrentado problemas de estabilidad de las laderas cuando hombres, mujeres o la naturaleza han alterado el delicado equilibrio de las laderas naturales del suelo. Además, la creciente demanda de taludes de corte y relleno diseñados en proyectos de construcción solo ha aumentado la necesidad de comprender métodos analíticos, herramientas de investigación y métodos de estabilización para abordar los problemas de estabilidad de taludes. Los métodos de estabilización de taludes implican técnicas de construcción especializadas que deben entenderse y modelarse de manera realista.

Algunos métodos en la estabilización de taludes implican técnicas de construcción especializadas que deben entenderse y modelarse de manera realista.

La comprensión de la geología, la hidrología y las propiedades del suelo es fundamental para aplicar correctamente los principios de estabilidad de taludes. Los análisis deben basarse en un modelo que represente con precisión las condiciones del subsuelo del sitio, el comportamiento del suelo y las cargas aplicadas. Se deben emitir juicios sobre el riesgo aceptable o los factores de seguridad ya que esto nos permitirá tener una mejor comprensión en los resultados del análisis.

Se determinará la estabilidad del talud, mediante un estudio del suelo. Este estudio nos brindara información de suma importancia los cuales son la cohesión y el Angulo de fricción, los cuales son esenciales para calcular la capacidad del suelo para resistir la deformación y capacidad de carga. Además, este estudio nos proporcionará información sobre la permeabilidad del suelo, lo que nos ayudará a comprender mejor cómo el agua puede afectar la estabilidad del talud.

Estos análisis generalmente se llevan a cabo al inicio, y en ocasiones durante toda la vida, de los proyectos durante la planificación, diseño, construcción, mejora, rehabilitación y mantenimiento. En este proceso participan planificadores, ingenieros, geólogos, contratistas, técnicos y trabajadores de mantenimiento.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GENERALES

Conocer la importancia que tiene el análisis de estabilidad de taludes antes de realizar cualquier proceso constructivo en dichos taludes o laderas.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar el estudio de suelos y analizar correctamente los datos obtenidos.
- Proponer la solución más viable en caso de que el talud sea propenso a sufrir un deslizamiento de tierras
- Implementar el uso de software para realizar el análisis de estabilidad del talud.

2 CAPITULO II: MARCO TEORICO

Un deslizamiento de tierra, por definición, implica que se ha producido un movimiento. La causa y la naturaleza de un deslizamiento de tierra suelen ser invisibles para nosotros porque están enterrados profundamente bajo la superficie o porque están enmascarados por numerosos depósitos geológicos y sistemas de agua subterránea diferentes. Predecir con precisión la naturaleza, forma y causas de un deslizamiento de tierra no es una tarea fácil, pero es posible si el investigador es minucioso.

Los deslizamientos de tierra pueden identificarse mediante el uso y la interpretación de fotografías aéreas y otros sistemas de detección remota, como imágenes infrarrojas, imágenes satelitales, etc., así como mediante investigaciones de campo. Para la identificación de deslizamientos de tierra, es esencial determinar los tipos y causas de los deslizamientos, de modo que se puedan tomar acciones preventivas o correctivas.

Una forma de ayudar a identificar la precisión de la información de campo y el modelo de falla La pendiente suele ser igual a la distancia desde la cresta de la pendiente hasta el punto más lejano. seleccionado es ejecutar análisis matemáticos asignando valores límite a las variables (McGuffey, 1991).

2.1 TALUD O LADERA

Los taludes pueden ser naturales, debido a la erosión de los ríos o del mar, o provocados por el hombre mediante excavaciones. O llenar las pendientes artificiales

para carreteras y presas son permanentes, pero las pendientes temporales son requeridas durante la construcción de cimientos y estructuras subterráneas.

Durante la excavación de un talud, las tensiones totales normales medias disminuirán debido a la remoción de tierra de la excavación, mientras que durante la construcción de un terraplén. Esto significa que las tensiones totales normales aumentarán a medida que se coloque más relleno.

En ambos casos, sin embargo, los esfuerzos cortantes aumentan a medida que aumentan la altura y/o el ángulo de pendiente. llamaré de cualquier tipo de carga de construcción de pendiente porque los esfuerzos cortantes aumentan independientemente de lo que sucede con la tensión total media normal.

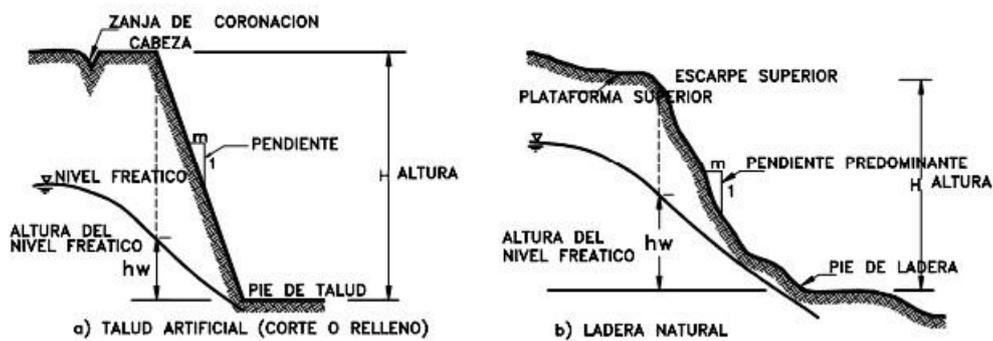


Figura 2.1: Partes de un talud.

Fuente: (DIAZ, 2009).

Los deslizamientos de tierra ocurren tanto en taludes de relleno como en taludes de corte natural. El grado de compactación de los taludes de relleno puede tener una influencia considerable en la velocidad de movimiento. El ejemplo más notable de tales movimientos es el colapso de las pistas de Sau Mau Ping, Hong Kong, en 1976, que provocó la pérdida de muchas vidas. La falta de compactación resultó en una falla dramática porque el relleno suelto estaba completamente saturado y se volvió "rápido".

2.2 DATOS ENTRADA COMUNES PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE

TALUDES

2.2.1 SITUACIÓN GEOLÓGICA

Para realizar un análisis de estabilidad de taludes, es fundamental comprender la geología del sitio. Las características geológicas fundamentales que podrían afectar la estabilidad de taludes incluyen.

1. Tejido de material inclinado, como tipos minerales.
2. Orientaciones minerales y estratificación.
3. Discontinuidades y planos de estratificación resultantes de fallas y pliegues, esquistosidad, hendiduras y fisuras.
4. Anomalías geológicas, como vetas blandas, contacto con el lecho rocoso y zonas previamente cortadas.
5. Grado de meteorización.
6. Agua subterránea.
7. Historia de deslizamientos de tierra anteriores.
8. Esfuerzos in situ

Estas características geológicas deben considerarse para poder realizar un verdadero análisis de estabilidad de taludes.



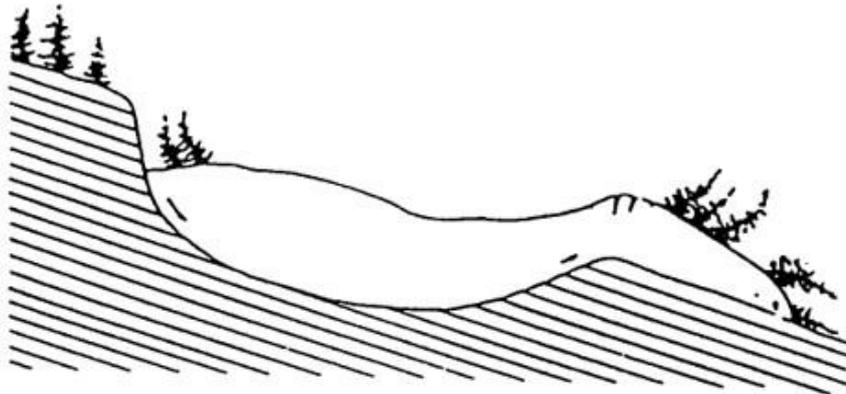
Figura 2.2: Geología de un talud.

Fuente: (Juarez Badillo, 1976).

2.2.2 TOPOGRAFÍA DEL SITIO

La topografía del sitio es una pista evidente de deslizamientos de tierra pasados y de una posible inestabilidad. Por ejemplo, la región principal de un deslizamiento de tierra puede reconocerse por la presencia de hundimiento.

Los árboles tienden a inclinarse cuesta abajo en lugar de cuesta arriba cuando se acercan a la cabecera de un escarpe.



2.3: Deslizamiento de tierras ocurrido por una falla.

Figura

Fuente: (DIAZ, 2009).

2.3 FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Condiciones geológicas	Superficie de falla potencial
Suelos sin cohesión; Suelos residuales o coluviales sobre roca poco profunda.	Traslacional con pequeño relación profundidad/longitud
Arcillas rígidas fisuradas y lutitas marinas dentro del zona superior muy erosionada	
Bloque deslizante	Superficie plana única
Roca o suelo sumergido intercalado Material defectuoso o con lados resbaladizos Intacto rígido a duro	
suelo cohesivo en pendientes pronunciadas	
Bloques deslizantes en masas rocosas	Múltiples superficies planas
Sedimentario intercalado erosionado rocas	
Lutitas arcillosas y arcillas rígidas fisuradas Suelos estratificados	
Rellenos de colinas sobre coluviones	
Capas gruesas de suelo residual y coluvial.	Forma circular o cilíndrica
Arcillas y lutitas marinas blandas Suelos cohesivos de blandos a firmes.	

Tabla 2.1: Factores geológicos que controlan la forma de la superficie de falla potencial.

Fuente: (Alejano, 2004).

2.3.1 CONDICIONES DEL AGUA SUBTERRÁNEA

Además de la gravedad, el agua subterránea es el factor más importante en la estabilidad de las pendientes. El agua subterránea puede afectar la estabilidad de las pendientes de cinco maneras:

- Reduce la fuerza
- Cambia los componentes minerales mediante alteración química y solución.
- Cambia la densidad aparente
- Genera presiones de poro
- Provoca erosión

La determinación de la presión del agua intersticial se ve facilitada por la teoría de la filtración basada en la ley de flujo y gradiente hidráulico de Darcy. Se han desarrollado soluciones de forma cerrada, numéricas y gráficas para problemas de filtración y se puede hacer referencia a los libros de texto de Cedergren (1967), Harr (1962) y Lambe y Whitman (1969).

2.3.2 SISMICIDAD

Los terremotos inducen fuerzas dinámicas (Figura 16.3d), especialmente fuerzas de corte dinámicas que reducen la resistencia al corte y la rigidez del suelo. Las presiones de agua de poro en suelos saturados de grano grueso podrían aumentar a un valor igual a la tensión media total y hacer que estos suelos se comporten como fluidos viscosos, un fenómeno conocido como licuefacción dinámica. Las estructuras fundadas en estos suelos colapsarían; las estructuras enterradas dentro de ellos se levantarían.

Los siguientes son algunos de los factores que influyen en cómo responden los pendientes durante los terremotos:

- Magnitud de las aceleraciones sísmicas
- Duración del sismo
- Características de resistencia dinámica de los materiales afectados.
- Dimensiones de los taludes

Como se mencionó anteriormente, los terremotos pueden aumentar las tensiones cortantes y reducir la resistencia al corte al aumentar las presiones del agua intersticial. La licuefacción de lentes de arena y limo durante los terremotos puede provocar el fallo progresivo de un talud. Seed (1966) ha analizado muchos ejemplos que muestran cómo los detalles geológicos menores han sido extremadamente importantes en el desarrollo de deslizamientos de tierra causados por terremotos.

Se han desarrollado varios métodos de análisis para estudiar la estabilidad de taludes durante terremotos, incluido el método del límite de pseudoequilibrio y el método de desplazamiento pendiente de New Mark. El método del límite de pseudoequilibrio es una modificación del análisis del límite de equilibrio.

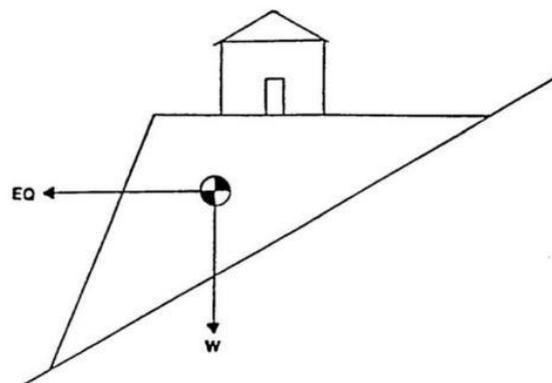


Figura 2.4: Dibujo de ejemplo del método de límite de equilibrio.

Fuente: (Pilot, 1970).

EFFECTOS SÍSMICOS

Muchos deslizamientos de tierra, mayores y menores, han ocurrido durante terremotos en el pasado. Las características geológicas, ya sean mayores o menores, tienen una influencia significativa en la estabilidad de los taludes durante los terremotos. Los terremotos resultan en un aumento de las tensiones de corte y una reducción de la resistencia al corte al aumentar las presiones de poro. La licuefacción de pequeñas lentes saturadas de arena y limo dentro de una pendiente puede provocar fallas progresivas de materiales que pueden ser relativamente insensibles a las perturbaciones sísmicas. Seed (1968) ha dado ejemplos de cómo los detalles

geológicos menores desempeñan un papel importante en el desarrollo de deslizamientos de tierra durante los terremotos.

2.3.3 DESLIZAMIENTO DE TIERRA

Un deslizamiento de tierra es un movimiento masivo hacia abajo de roca o material no consolidado. El movimiento es causado por la gravedad que actúa sobre materiales que se encuentran en un estado de equilibrio inestable.

El movimiento puede iniciarse por cualquier cambio en las condiciones que altere las condiciones temporales.

Tres tipos generales de deslizamientos de tierra se encuentran con mayor frecuencia en obras de ingeniería civil y de carreteras. Son movimientos que involucran material superficial, movimientos que involucran suelos blandos profundamente asentados y movimientos que involucran estratos rocosos.

Las condiciones que favorecen los movimientos son:

1. Cambios en las condiciones del agua subterránea
2. Presencia de arcilla o lutita que se ablanda cuando se moja
3. Estructura
4. Topografía

Todos los tipos de deslizamientos de tierra dependen de la geología local, por lo tanto, los ingenieros están interesados en la geología detallada de las áreas donde es probable que ocurran los deslizamientos. Estos datos pueden permitirles evitar lugares donde sean posibles deslizamientos de tierra.

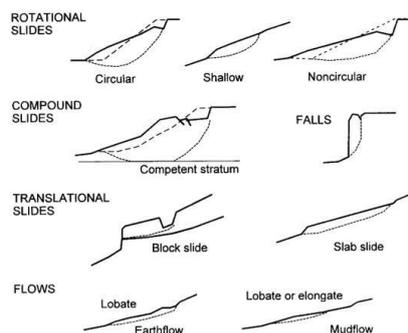


Figura 2.5: Diferentes tipos de deslizamientos de taludes.

Fuente: (Hunt, 2007)

Los lechos estratificados de arena o grava sobre arcilla, o de arenisca sobre pizarra con una pendiente apreciable que ilumina cualquier pendiente, podrían introducir una condición favorable a la filtración y el deslizamiento en los lechos lubricados. Las uniones en los lechos de roca producen deslizamientos durante períodos de fuertes lluvias o heladas o deshielos. Son comunes los movimientos renovados en planos de fallas antiguos.

Las rocas metamórficas, como las pizarras y los esquistos, y las rocas sedimentarias, como el esquisto y la serpentina, son las que tienen más probabilidades de causar problemas. Como la gravedad es la causa fundamental de los deslizamientos, la topografía de gran relieve es la más sujeta a deslizamientos. Incluso en zonas de bajo relieve, los deslizamientos pueden ser un problema.

Límites de los deslizamientos de tierra Los límites exactos de un deslizamiento de tierra no son fáciles de identificar a menos que haya una caída vertical de 2 a 3 pies en la cresta de la pendiente. Los postes telefónicos o las líneas eléctricas tienden a inclinarse al deslizarse, lo que a menudo provoca tensión o hundimiento de los cables entre los postes telefónicos o eléctricos. Por lo tanto, el límite de un deslizamiento se puede identificar aproximadamente en función de la cantidad de tensión en los cables en comparación con la tensión promedio entre

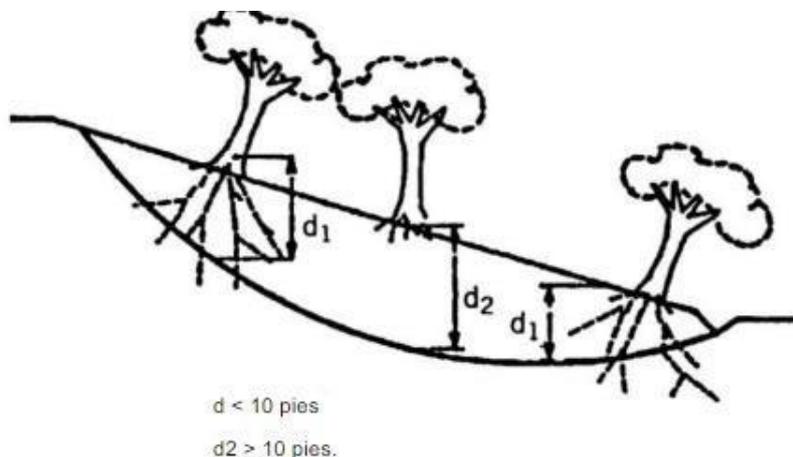


Figura 2.6: Diferentes tipos de altura antes de que ocurra un deslizamiento

Fuente: (Alejano, 2004)

2.4 SUCESOS PROPENSOS A DESLIZAMIENTOS DE TIERRA

La superficie de la Tierra cambia constantemente debido a las fuerzas naturales y las actividades humanas. Todos los terrenos con pendiente de tierra y roca son susceptibles a deslizamientos de tierra en condiciones severas. Los deslizamientos de tierra pueden ocurrir en casi cualquier forma de relieve si las condiciones son adecuadas (por ejemplo, pendientes pronunciadas, alto nivel de humedad, falta de cubierta vegetal).

Por otro lado, es posible que no ocurran en los terrenos más propensos a deslizamientos de tierra si no se dan ciertas condiciones (por ejemplo, lutitas arcillosas en pendientes planas con bajos niveles de humedad).

Aunque las zonas propensas a deslizamientos de tierra pueden identificarse mediante fotografías aéreas, muchas de ellas son demasiado pequeñas para detectarlas fácilmente en fotografías a pequeña escala. Por lo tanto, es necesario examinar y localizar aquellas áreas propicias para deslizamientos de tierra.

Topography	Landform or Geologic Materials	Landslide Potential ^a
3. Random ridges or hills		
a. Dendritic drainage		
(1) Low, rounded hills, meandering streams	Clay shale	1
(2) Winding ridges connecting conical hills, sparse vegetation	Serpentinite	1
(3) Massive, uniform rounded to A-shaped hills	Granite	2
(4) Bumpy topography (glaciated areas only)	Moraine	2
III. Level to hilly, transitional terrain		
A. Steep slopes	Talus, colluvium	1
B. Moderate to flat slopes	Fan, delta	3
C. Hummocky slopes with scarp at head	Old slide	1

Tabla 2.2: Áreas propensas a deslizamientos de tierra

Fuente: (Hunt, 2007)

2.5 TIPOS DE FALLAS DE TALUDES

2.5.1 FALLA POR DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL

Los materiales del deslizamiento pueden ser roca, escombros o tierra (suelo). Roca se refiere a un macizo rocoso que se encontraba intacto y en su lugar natural antes del deslizamiento

La tierra se compone predominantemente de arenas, limos y arcillas; y los escombros contienen una cantidad significativa de materiales gruesos (grava y más grandes). Así, por ejemplo, un deslizamiento de tierra podría ser un desprendimiento de rocas, un flujo de escombros o un deslizamiento de tierra. Se pueden agregar términos adicionales a estos nombres para describir mejor los deslizamientos de tierra.

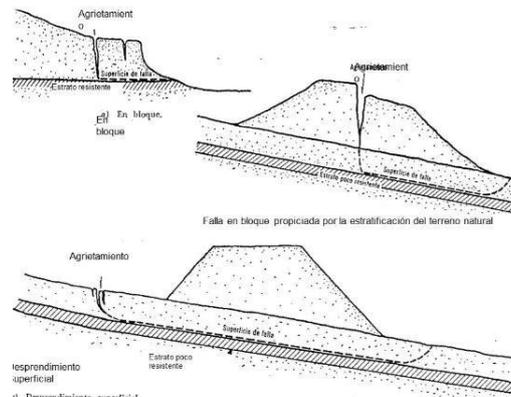


Figura 2.7: falla por deslizamiento superficial

Fuente: (Ayala Carcedo, 2006)

2.5.2 DESLIZAMIENTOS DE TIERRA RELACIONADOS CON DRENAJES Y FILTRACIONES

El agua contribuye en gran medida a muchos deslizamientos de tierra. Se debe realizar un examen cuidadoso de las líneas de drenaje existentes y posibles cambios de rutas de drenaje hacia el lugar bajo escrutinio. Dicho drenaje puede aparecer en

la superficie o puede pasar al subsuelo y reaparecer como agua de filtración que puede causar daños a las pendientes.

Es probable que se produzcan filtraciones en áreas debajo de depresiones estancadas, embalses, canales de irrigación y canales superficiales desviados.

Estas circunstancias a veces se pasan por alto en tierra porque las fuentes de agua pueden estar muy por encima del área bajo investigación, pero a menudo se vuelven obvias en las fotografías aéreas. Las fugas de servicios públicos son otra fuente potencial de exceso de agua.

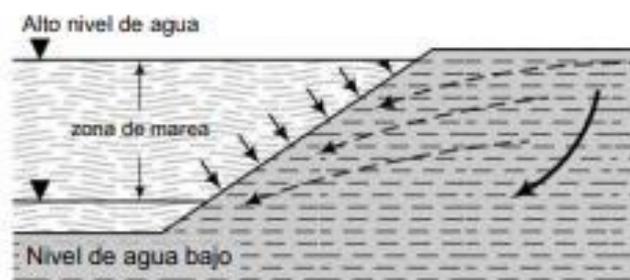


Figura 2.8: Filtración de agua subterránea.

Fuente: Autor

Las áreas debajo del drenaje superficial desviado necesitan atención especial. Se ha demostrado repetidamente, a través de una amplia experiencia de campo, que la parte inferior de una división entre corrientes, a través de la cual el agua superficial se filtra desde el lecho superior hacia el inferior, es la sección más peligrosa. La filtración a menudo causa erosión en los pies de las pendientes y los socava, lo que resulta en fallas finales.

2.5.3 DESLIZAMIENTOS DE TIERRA CAUSADOS POR TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN REALIZADOS POR INGENIEROS Y CONTRATISTAS

Deslizamientos de tierra causados por trabajos de construcción realizados por ingenieros y contratistas a menudo pueden ser la causa de graves problemas de estabilidad de pendientes. Los siguientes procesos constructivos son las principales causas de los problemas de estabilidad:

- Modificación de las condiciones naturales de infiltración por rellenos, zanjas o excavaciones.
 - Sobrecarga de estratos débiles o planos de estratificación por relleno o nueva estructura.
-
- Eliminación, mediante corte, de un fino estrato de material permeable que actúa como un manto drenante natural de arcilla blanda.
 - Aumento perjudicial de las presiones de filtración o de la orientación de las fuerzas de filtración cuando se producen cambios en la dirección de la filtración, como resultado de cortes, rellenos u otras construcciones adyacentes.
 - Exposición de arcillas duras fisuradas al aire o al agua, debido a cortes.
 - Eliminación de los pies de pendiente existentes para la construcción de estructuras de contención.
 - Posible fuga de agua en tuberías y alcantarillas en crestas de taludes.
 - Eliminación de la vegetación natural de las laderas mediante la construcción de caminos de acceso para equipos. y camiones sin provisiones para sistemas de drenaje adecuados.
 - Deslizamientos de tierra inducidos por terremotos Las arenas sueltas y saturadas son particularmente vulnerables a la licuefacción durante los terremotos, lo que provoca deslizamientos de flujo o inestabilidad.

2.5.4 DESLIZAMIENTOS DE TIERRA RELACIONADOS CON FALLAS

Las fallas son rupturas en masas rocosas que están asociadas con desplazamientos diferenciales de lados opuestos de las fracturas o zonas de fractura resultantes. Estos movimientos de deformación pueden no sólo limitarse a deslizamientos a lo largo de una o varias superficies de falla, sino que también pueden estar asociados con distorsiones, roturas o aplastamiento del material rocoso entre las superficies de falla.

El resultado más simple de una falla es la fractura simple. Las fracturas suelen estar más o menos abiertas (fisuras) y pueden permitir una filtración activa o incluso un flujo de agua bastante libre a través de ellas. Esto, a su vez, puede dar acceso a aguas

mineralícelas o soluciones minerales, que podrían formar depósitos en las fisuras, o podrían invadir y modificar la composición de la roca del país (reemplazo meta somático).

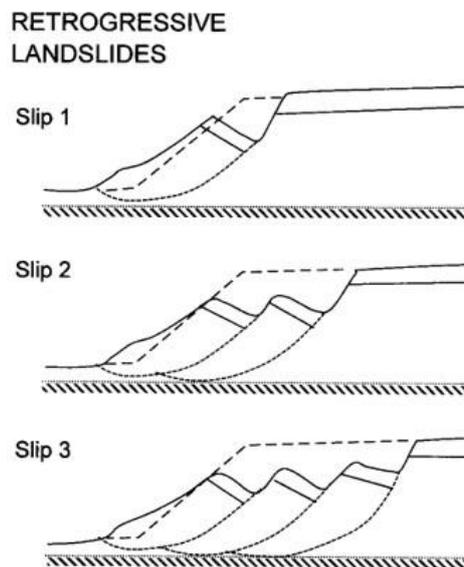


Figura 2.9: Deslizamientos de tierra relacionado con fallas.

Fuente: (Londoño, (2016)

Un ejemplo de esto son los sulfuros, especialmente pirita y marcasita, depositados en o alrededor de zonas de falla, que, cuando son alcanzados por aguas oxidantes, pueden dar lugar a la producción de ácido sulfúrico, que puede atacar y alterar o debilitar la roca circundante (Lee y Brandon, 1995). Pueden surgir problemas graves si las pendientes son cortadas o sustentadas por cualquiera de estas fallas postmineralización, y podría producirse inestabilidad de las pendientes.

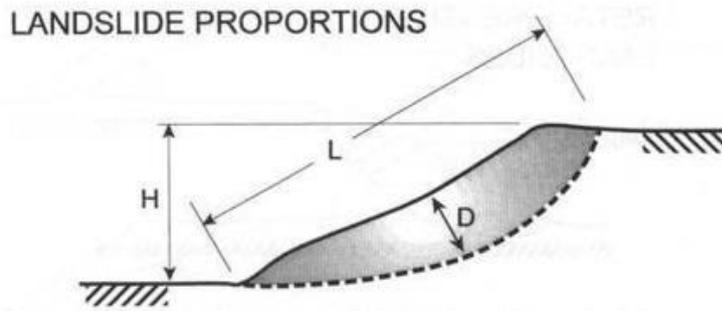


Figura 2.10: Proporciones de las pendientes

Fuente: (Luis, 1973)

Diapositivas rotacionales: $0,15 < D/L < 0,33$

Diapositivas traslacionales: relación $D/L < < 0,10$

Las fallas pueden reconocerse por escarpes o desplazamientos de estratos. Pero a veces puede resultar difícil identificarlos mediante estudios de superficie. Sin embargo, el reconocimiento de fallas no es el tema de este capítulo, pero se puede encontrar en libros de texto de ingeniería geológica (p. ej., Goodman, 1992) y publicaciones (Louderback, 1950).

2.5.5 LA FRACTURA SIMPLE

Las fracturas suelen estar más o menos abiertas (fisuras) y pueden permitir una filtración activa o incluso un flujo de agua bastante libre a través de ellas. Esto, a su vez, puede dar acceso a aguas minerales soluciones minerales, que podrían formar depósitos en las fisuras, o podrían invadir y modificar la composición de la roca del país.

El impacto de esta acción en las condiciones físicas puede ser positivo o negativo para la roca. Los resultados de la alteración producida por el agua meterórica son los propios de la meteorización, especialmente la solución y la descomposición. Las rocas con cemento natural soluble pueden debilitarse mucho y volverse permeables por su solución, e incluso pueden reducirse a una masa de arena suelta o una masa de arcilla residual impura.

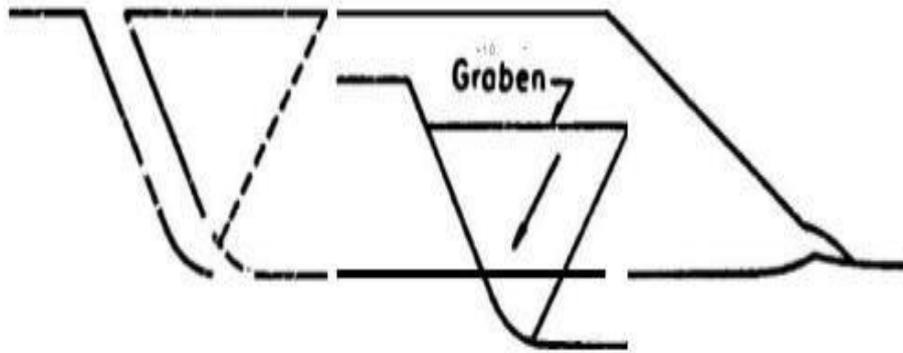


Figura 2.11: Fractura simple

Fuente: (SEMILLA, 1970)

Un ejemplo de esto son los sulfuros, especialmente pirita y marcasita, depositados en o alrededor de zonas de falla, que, cuando son alcanzados por aguas oxidantes, pueden dar lugar a la producción de ácido sulfúrico, que puede atacar y alterar o debilitar la roca circundante (Lee y Brandon, 1995). Pueden surgir problemas graves si las pendientes son cortadas o sustentadas por cualquiera de estas fallas postmineralización, y podría producirse inestabilidad de las pendientes.

Las fallas pueden reconocerse por escarpes o desplazamientos de estratos. Pero a veces puede resultar difícil identificarlos mediante estudios de superficie. Sin embargo, el reconocimiento de fallas no es el tema de este capítulo, pero se puede encontrar en libros de texto de ingeniería geológica (Goodman, 1992) y publicaciones (Louderback, 1950).

2.5.6 EROSIÓN

El agua y el viento erosionan continuamente las laderas naturales y artificiales. La erosión cambia de acuerdo a la geometría de la pendiente, lo que en última instancia resulta en el colapso de la pendiente o, más apropiadamente, en un deslizamiento de tierra. Los ríos y arroyos continuamente erosionan sus orillas, socavando sus pendientes naturales o artificiales.

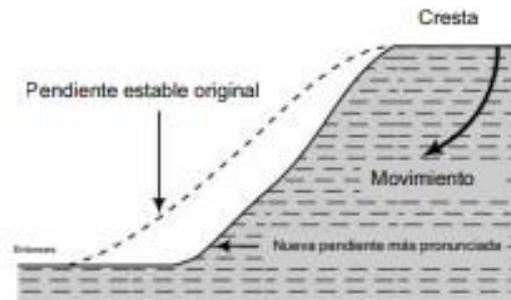


Figura 2.12: Inclinación de la pendiente por erosión.

Fuente: (Budhu, 2010)

2.5.7 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

Muchas fallas comúnmente resultan de características geológicas no identificadas. Una fina capa de limo (de unos pocos milímetros de espesor) bajo un espeso depósito de arcilla dura puede fácilmente pasarse por alto en las operaciones de perforación, o uno puede ser descuidado al evaluar los registros de perforación sólo para descubrir más tarde que la presencia del limo causó una falla catastrófica.



Figura 2.13: Características geológicas: estratificación del suelo

Fuente: (Budhu, 2010)

Los suelos estratificados y en pendiente son propensos al deslizamiento traslacional a lo largo de capas débiles. Debe prestar especial atención a las características geológicas al evaluar la estabilidad de la pendiente.

2.5.8 CARGA EXTERNA

Las cargas colocadas en la cresta de una pendiente (la parte superior de la pendiente) se suman a la carga gravitacional y pueden causar la falla de la pendiente. Una carga

colocada en la base, llamada berma, aumentará la estabilidad de la pendiente. Las bermas se utilizan a menudo para remediar pendientes problemáticas

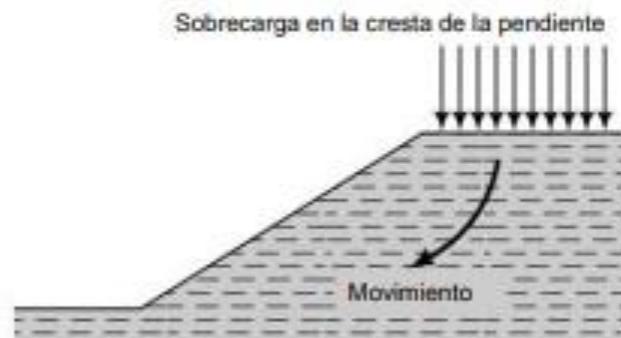


Figura 2.13: Sobrecarga en la cresta de la pendiente.

Autor: (Budhu, 2010)

2.6 FACTOR DE SERGURIDAD

Reconocer el papel del factor de seguridad (FOS) es fundamental en el diseño racional de taludes. Una función bien entendida del FOS es proteger la confiabilidad de los elementos entrar de en el análisis, tales como los parámetros de resistencia, la distribución de la presión de poros y la estratigrafía. En general, cuanto menor sea la calidad de la investigación del sitio, mayor debe ser el FOS deseado, sobre todo si el diseñador solo posee limitada experiencia con el material en cuestión.

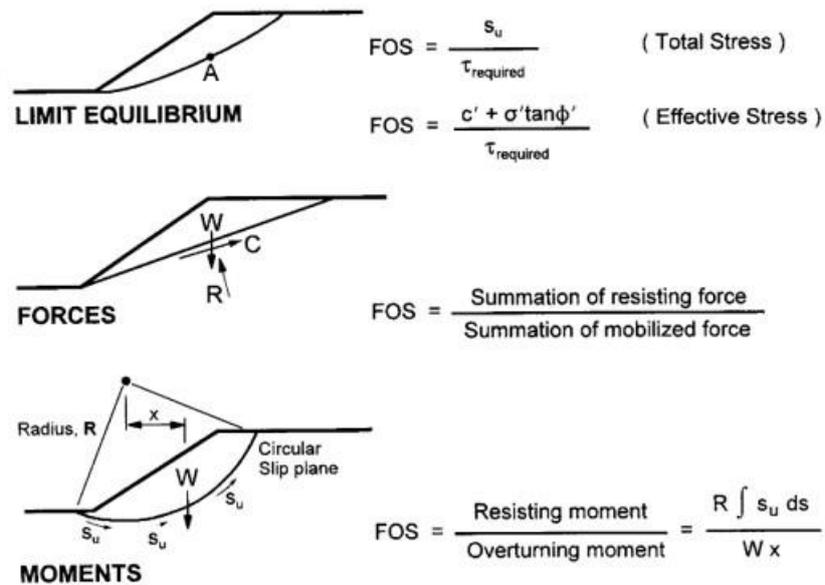


Figura 2.14: Diferente fs dependiendo el equilibrio, fuerza y momento.

Fuente: (Hunt, 2007)

Otra función del FOS es que constituye una herramienta empírica mediante la cual los rendimientos de estabilidad de deformación se limitan a cantidades tolerables dentro de restricciones. Si se va a realizar un análisis de tensión efectiva, las presiones de agua intersticial deberán estimarse en económicas.

De esta manera, la elección del FOS está muy influenciada por la experiencia acumulada con lugares relevantes del talud. Estas presiones de poro generalmente se estiman a partir de las condiciones una masa de suelo particular.

Dado que el grado de riesgo que se puede asumir también está muy del agua subterránea que pueden especificarse mediante uno de los siguientes métodos: influenciado por la experiencia, la magnitud real del FOS utilizado en el diseño variará según el tipo de material y los requisitos de rendimiento.

La resistencia a la corte requerida en la mayoría de los análisis de equilibrio límite se calcula a lo largo de esta superficie y se puede determinar en el campo utilizando fuentes abiertas, como pozos de monitoreo. Esta es la superficie de falla potencial que mantiene la estabilidad y es comparable en tamaño a los métodos de programación de resistencia al corte disponibles más comúnmente utilizados.

Si t es la resistencia al corte requerido entonces:

$$T_{req} = \frac{Su}{F} \quad \text{para tensiones totales}$$

$$T_{req} = \frac{C'}{F_c} + \frac{o' \tan \phi}{F\phi} \quad \text{para tensiones efectivas}$$

Donde:

S_u = la resistencia a la tensión total

C' y ϕ = parámetros de resistencia a tensiones efectivas

F = factor de seguridad para las tensiones totales

F_c y $F\phi$ = factores de seguridad para las tensiones efectivas

La adopción de F_c y $F\phi$ permite que se movilicen diferentes proporciones de los componentes de resistencia cohesivo (c') y de fricción (ϕ) a lo largo de la superficie de falla. Sin embargo, la mayoría de los métodos de equilibrio límite suponen $F_c = F\phi$, lo que implica que la misma proporción de los componentes c' y ϕ se movilizan al mismo tiempo a lo largo de la superficie de falla por corte.

Otra definición de FOS que se considera a menudo es la relación entre las fuerzas resistentes totales y las fuerzas perturbadoras (o impulsoras) totales para superficies de falla planas o la relación entre las fuerzas resistentes totales y los momentos perturbadores, como en el caso de superficies de deslizamiento circulares.

Sin embargo, hay que darse cuenta de que estos diferentes valores de FOS obtenidos utilizando los tres métodos, es decir, fuerza movilizada, relación de fuerzas o relación de momentos, no darán valores idénticos para suelos C-4.

Para diseños de taludes típicos, los FOS (no sísmicos) requeridos suelen estar en el rango de 1,25 a 1,5. Es posible que se necesiten elementos más elevados si hay un gran peligro de fallecimiento o incertidumbre en relación a los parámetros de diseño relevantes. Además, si el ingeniero tiene confianza en la precisión de los datos de entrada y si se supervisa de cerca durante la construcción, se puede utilizar un FOS más bajo.

2.7 PRESIONES DE AGUA POROSA

Si se va a realizar un análisis de tensión efectivo, las presiones de agua intersticial deberán estimarse en lugares relevantes del talud. Estas presiones de poro a menudo se estiman en función de las condiciones del agua subterránea, que se pueden especificar mediante cualquiera de los siguientes métodos:

□ Superficie Freática

Esta superficie, también conocida como línea en dos dimensiones, se define a través del nivel freático libre. Se puede demarcar en el campo mediante la utilización de fuentes abiertas como pozos de monitoreo. Este es el método programado más comúnmente disponible.

□ Relación de presión de poro de agua

Este es un método popular y simple para la normalización, usando las presiones de agua de poro y medidas en una pendiente de acuerdo la definición.

$$ru = \frac{U}{\sigma v}$$

El valor de ru es la relación entre la presión de poro y la presión total, donde U es la presión de poros and σv es la tensión vertical total del subsuelo del suelo en una profundidad de z .

Este componente es sencillo de aplicar, pero el aspecto más difícil está relacionado con la asignación de parámetros a varias partes colgantes.

A menudo, la pendiente requerirá una subdivisión extensa en muchas regiones con diferentes valores de ru . Este método, si se utiliza correctamente, permitirá buscar la superficie más crítica. Sin embargo, generalmente se reserva para estimar el valor de FOS a partir de gráficos de estabilidad de taludes o para evaluar la estabilidad de una sola superficie, como se presenta en un problema de ejemplo más adelante.

□ Superficie piezométrica

Esta superficie se define para el análisis de una superficie de falla única y única. Este enfoque se utiliza a menudo para el análisis retrospectivo de taludes fallidos. Debido a que la combinación de una superficie piezométrica y de falla es única, no es posible buscar la superficie crítica. El usuario debe tener en cuenta que no es lo mismo una superficie piezométrica que una superficie freática. ya que las presiones de agua de poro calculadas serán diferentes para los dos casos.

Tipo	FOS
Superficie freática	1.300
Rejilla de presión de poros	1.299
Superficie piezométrica	1.291
Relación de presión de poro, $r = 0,157$	1.300
Superficie piezométrica incorrecta	1.233

Tabla 2.3: Valores fs para diferentes especificaciones de presión de poros

Fuente: (TAYLOR, 2020)

3 CAPITULO III: METODO DE ANALISIS

3.1 ANÁLISIS DE BLOQUES

En situaciones donde la resistencia al corte del suelo con pala es mayor que la de las superficies de cimentación, se puede utilizar un análisis de bloques para estimar el FOS contra la erosión. Como se muestra en la siguiente figura

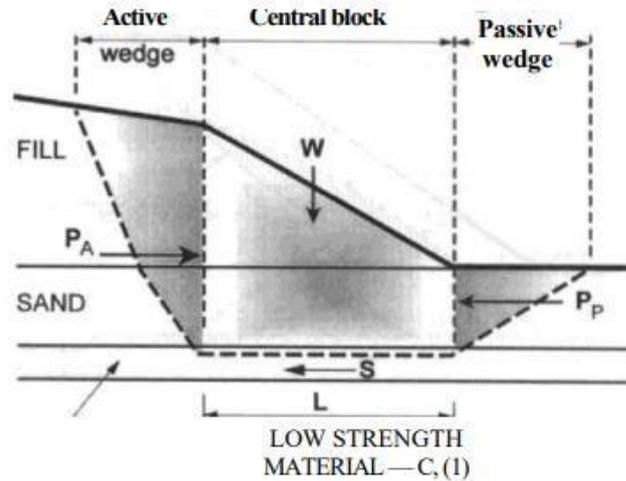


Figura 3.1: Análisis de bloques.

Fuente: (Hunt, 2007)

El bloque deslizante que corta la capa de base débil permite la analización de la estabilidad; es bastante sencillo y directo, y permite un análisis de bloques rápido mediante cálculos manuales. Si la capa de base débil es relativamente delgada, se desarrolla una superficie de falla predominantemente plana.

El análisis de bloque deslizante se divide en 3 partes:

1. en la cabecera del deslizamiento, una cuña activa
2. un bloque central
3. una cuña pasiva en la punta

El FOS, definido por 1, se calcularía sumando fuerzas horizontalmente para dar:

$$F = \frac{\text{Fuerzas de resistencia horizontales}}{\text{Fuerzas motrices horizontales}}$$

$$F = \frac{P_p + C' mL + (\cos \alpha - U) \tan \phi' m}{P_a}$$

Donde

P_a = fuerzas activas

P_p = fuerzas pasivas

L = fuerza resistente debida a la cohesión de la arcilla

α = inclinación de la base del bloque central

C'_m y ϕ'_m = parámetros de fuerza de los sólidos y del bloque central con fuerzas efectivas ($W - U$)

Las presiones laterales activas y pasivas del suelo utilizadas en el análisis de bloques se calculan. Se puede utilizar un análisis de bloques para estimar el FOS contra el deslizamiento en situaciones donde la utilizando

$$\sigma_{A/P} = K_{A/P} \sigma'_v \pm 2C_m \sqrt{K_{A/P}}$$

Donde

K_a = coeficiente de presión del suelo activo y pasivo

K_p = coeficientes de presión pasiva del suelo

σ'_v = tensión efectiva vertical

C_m = parámetro de cohesión movilizado

Los coeficientes de presión del suelo se pueden estimar utilizando la expresión de Rankine:

$$K_p = \frac{1 - \sin \phi_m}{1 + \sin \phi_m} \quad K_a = \frac{1 + \sin \phi_m}{1 - \sin \phi_m}$$

Las expresiones anteriores son adecuadas para casos en los que la pendiente posterior es horizontal. Para otros casos, el ingeniero debe consultar un texto sobre mecánica de suelos (análisis de muros de contención) para conocer los valores de K apropiados para taludes no horizontales.

Se deben verificar varias ubicaciones de prueba de las cuñas activas y pasivas para determinar el FOS mínimo. Cuando la capa débil tiene un espesor considerable, el plano de falla debe asumirse a diferentes profundidades para encontrar su ubicación

crítica, que proporcione el FOS más bajo o la resistencia más alta requerida. Tenga en cuenta que se asumen fallas tipo cuña en la cabecera y la base del tobogán, similar a lo que ocurre contra los planos verticales, que se tratan como muros de contención "imaginarios". Las fuerzas activas y pasivas se calculan de la misma manera que para los problemas de muros de contención.

3.1.1 EJEMPLO

Se analizará un ejemplo de talud, que se muestra en la siguiente figura para ilustrar el procedimiento propuesto. Con este enfoque, se supone que el bloque central es un cuerpo rígido, que se ve afectado por fuerzas laterales de la tierra y fuerzas hidrostáticas que actúan sobre sus límites. Las fuerzas activas en el límite izquierdo, marcadas como PA, tienden a desestabilizar el bloque, y la fuerza pasiva en el lado derecho proporciona resistencia, junto con cualquier fuerza, S, desarrollada a lo largo de la base del bloque deslizante. Dicho análisis sigue un procedimiento iterativo en el que los valores movilizados de CY4, se ajustan hasta que se calcula un FOS común para la pendiente. Si se supone un factor de seguridad inicial, $F_0 = 1,3$, entonces se pueden calcular las siguientes fuerzas laterales:

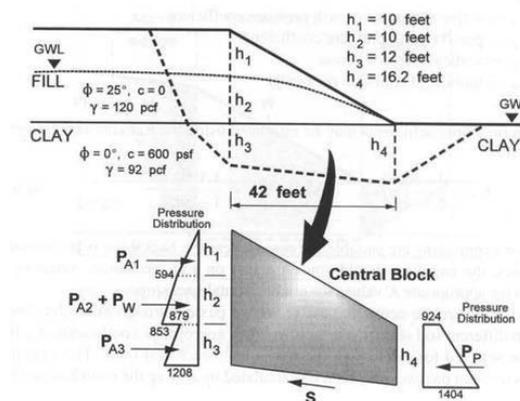


Figura 3.2: Ejemplo del método análisis por bloques.

Fuente: (Hunt, 2007)

1) Fuerzas activas Pa1

$$\tan \phi_m = (\tan \phi) \div F_0 = 19.73$$

$$K_a \sim (1 - \sin \phi_m) \div (1 + \sin \phi_m) = 0.495$$

$$Pa1 = 0.5yH^2Ka = 0.5 \times 120 \times (10^2) \times 0.49 = 2.971 \text{ lb}$$

2) Fuerzas activas Pa2

$$Ka \sim (1 - \text{sen}\phi) \div (1 + \text{sen}\phi) = 0.495$$

$$Pa2 = 7.368 \text{ lb}$$

$$\text{Fuerza del agua } Pw = 0.5 \times 62.4 \times (10)^2 = 3.12 \text{ lb}$$

3) Fuerzas activas Pa3

$$Ka \sim (1 - \text{sen}\phi) \div (1 + \text{sen}\phi) = 1.0$$

$$Cm = \frac{600}{1.3} = 462 \text{ psf}$$

$$Pa3 = 0.5 \times (853 + 1.208 \times 12) = 12.366 \text{ lb}$$

4) Fuerzas pasivas Pp

$$Ka \sim (1 + \text{sen}\phi) \div (1 - \text{sen}\phi) = 1.0$$

$$Pp = \frac{1}{2} (924 + 1.404) \times 16.2 = 18.857 \text{ lb}$$

5) Componente horizontal de resistencia a lo largo de la base

$$CmL = 460 \times 42 = 19.385 \text{ lb}$$

Nota: Si el suelo debajo del bloque central tuviera > 0 , entonces el peso efectivo del bloque se usaría para aumentar la resistencia al deslizamiento mediante el término

Tenga en cuenta que las fuerzas del agua en la capa de arcilla no se utilizarán ya que son iguales y opuestas para los lados activo y pasivo del bloque central. **6) Factor de**

seguridad:

$$F = \frac{\text{Fuerzas de resistencia horizontales}}{\text{Fuerzas motrices horizontales}}$$

$$= (18.857 + 19.385) \div (2.971 + 7.368 + 3.120 + 12.366) = 1.48$$

3.2 ANÁLISIS DE SUPERFICIE CIRCULAR

Las superficies de falla circular resultan ser las más críticas en pendientes que consisten en materiales homogéneos. Hay dos métodos, $\phi = 0$ y el círculo de fricción, que pueden usarse para calcular el FOS de una pendiente.

3.2.1 MÉTODO DEL ARCO CIRCULAR ($\phi = 0$)

El análisis circular más simple se basa en el supuesto de que un bloque cilíndrico rígido fallará por rotación alrededor de su centro y que la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla está definida por la resistencia no drenada. Como se utiliza la resistencia no drenada, se supone que el ángulo de fricción interna, ϕ , es cero (de ahí el método $\phi = 0$). El FOS para tal pendiente se puede analizar tomando la relación de los momentos de resistencia y de vuelco alrededor del centro de la superficie circular.

$$F = \frac{CuLR}{Wx}$$

Donde:

Cu = resistencia al corte no drenado

R = radio de la superficie circular

W = peso de la masa deslizante

X = distancia horizontal entre el centro del círculo y el centro de la masa deslizante

Si la resistencia al corte no drenado varía a lo largo de la superficie de falla, el término cual debe modificarse y tratarse como una variable en la formulación anterior.

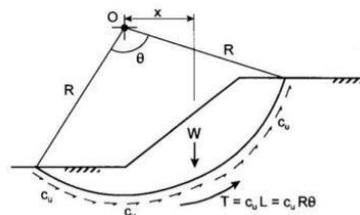


Figura 3.3: Superficie de falla circular en un suelo $\phi=0$

Fuente: (HENKE, (1971)

3.2.2 EJEMPLO

Para este ejemplo, la superficie de falla circular que se muestra en la Figura se analizará para el caso en que los parámetros del suelo sean: $c = 1,000$ libras por pie cuadrado, $4r = 0$ e $\gamma = 125$ libras por pie cúbico. En este ejemplo se despreció la superficie freática, que se muestra en la figura. La configuración de la superficie de falla tiene:

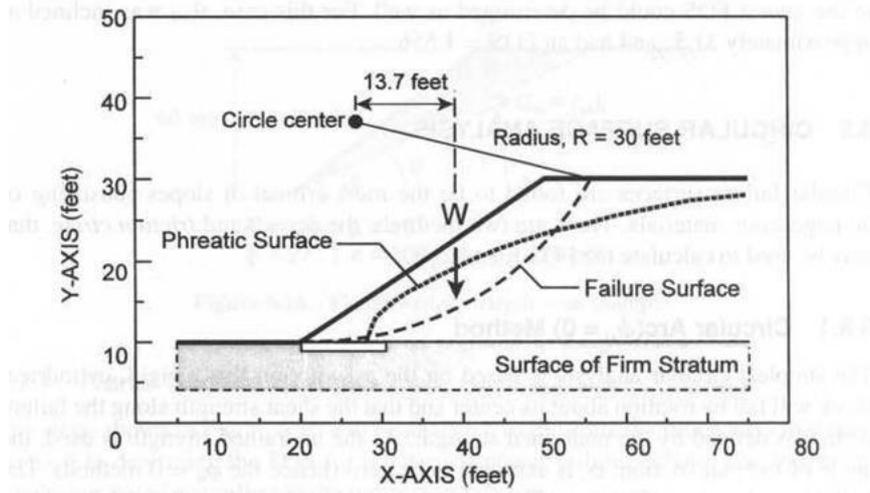


Figura 3.4: Ejemplo del problema $\phi=0$

Fuente: (Barrera, 2004)

R= 30 PIES

Longitud del arco L = 42,3 pies

Peso del material de porta objetos W= 26,5

Ubicación de W, X = 13,7

Con los datos anteriores, el FOS para el método $\phi=0$ se puede calcular fácilmente como:

$$F_s = (1000 \times 42,3 \times 30)(26500 \times 13,7) = 3,495$$

3.3 MÉTODO ORDINARIO DE REBANADAS (OMS)

El OMS fue uno de los primeros métodos analíticos que utilizó el método de cortes para estimar la estabilidad de una pendiente.

El método supone que la resultante de las fuerzas entre cortes para todos los cortes está inclinada en un ángulo paralelo a la base del corte.

Tenga en cuenta que esta suposición simplificadora no satisface el equilibrio entre cortes donde los cortes adyacentes tienen diferentes inclinaciones de base. Este es el principal inconveniente de este método y conduce al cálculo de tensiones efectivas inconsistentes en la base de las rodajas.

$$\sum F\alpha = N' + U\alpha + KhWsen\alpha - W(1 - Kv)cos\alpha$$

$$-U\beta \cos(\beta - \alpha) - Q\cos(\delta - \alpha) = 0$$

La ecuación anterior puede arreglarse para N' como:

$$N' = -U\alpha - KhWsen\alpha + W(1 - Kv)cos\alpha$$

$$+U\beta \cos(\beta - \alpha) + Q\cos(\delta - \alpha)$$

Con el FOS contra la falla por corte definido como F, y suponiendo que es el mismo para todos los cortes, el método de Mohr-Coulomb movilizó la resistencia al corte, Sm, a lo largo de la base de cada corte.

Es dado por:

$$Sm = \frac{C + N'tan\phi}{F}$$

Donde C y N'tanφ son los componentes de resistencia al corte cohesivo y por fricción de la tierra. El equilibrio de momento general de las fuerzas alrededor del centro de la superficie de falla circular para cada corte está dado por:

$$\sum M_0 = \sum_{i=1}^n [W(1 - Kv) + U\beta\cos\beta + Q\cos\delta]Rsen\alpha$$

$$- \sum_{i=1}^n [U\beta\sen\beta + Q\sen\delta](R\cos\alpha - h)$$

$$- \sum_{i=1}^n [Sm]R + \sum_{i=1}^n [KhW(R\cos\alpha - hc)] = 0$$

Donde $R =$ radio de la superficie de falla circular.

$H =$ altura promedio del corte.

$H_c =$ altura vertical entre el centro del corte base y el centroide de la rebanada.

La influencia de las fuerzas internas entre cortes se ha excluido de esta expresión ya que su momento resultante neto será cero. La ecuación anterior se puede simplificar dividiendo por el radio para obtener.

$$\begin{aligned}
 &= \sum_1^n [W(1 - kv) + \frac{\sum M_0}{Q \cos \delta} U \beta \cos \beta + \\
 & - \sum_1^n [Sm] - \sum_1^n [U \beta \sin \beta + Q \sin \delta] (\cos \alpha - \frac{h}{R}) \\
 & + \sum_1^n [KhW (\cos \alpha - \frac{hc}{R})]
 \end{aligned}$$

Si se supone que el FOS es el mismo para todos los sectores, sustituimos por la siguiente ecuación.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C + N' \tan \phi)}{\sum_{i=1}^n A1 - \sum_{i=1}^n A2 + \sum_{i=1}^n A3}$$

Donde:

$$A1 = (W(1 - kv) + U \beta \cos \beta + Q \cos \delta) \sin \alpha$$

$$A2 = (U \beta \sin \beta + Q \sin \delta) (\cos \alpha - \frac{h}{R})$$

$$A3 = khW (\cos \alpha - \frac{hc}{R})$$

Esta es la formulación que se utiliza a menudo para calcular el FOS según los supuestos de la OMS.

3.4 METODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Además de utilizar el método de cortes para separar la masa de suelo con el fin de calcular FOS, el método simplificado de Bishop también satisface el equilibrio general de momento alrededor del centro de la superficie circular de prueba, así como el equilibrio de fuerzas verticales para cada corte.

El método simplificado de Bishop también supone cero fuerzas cortantes entre cortes, el equilibrio de momento general de las fuerzas que actúan sobre cada corte viene dado por:

$$\sum_{i=1}^n M_0 = \sum_{i=1}^n [W(1 - Kv) + U\beta\cos\beta + Q\cos\delta]R\text{sen}\alpha$$

$$- \sum_{i=1}^n [U\beta\text{sen}\beta + Q\text{sen}\delta](R\cos\alpha - h)$$

$$- \sum_{i=1}^n [Sm]R + \sum_{i=1}^n [KhW(R\cos\alpha - hc)] = 0$$

Donde R = radio de la superficie de falla circular

H= altura promedio del corte

Hc= = altura vertical entre el centro del corte base y el centroide de la rebanada

La ecuación anterior se puede simplificar dividiendo por el radio para obtener:

$$= \sum_{i=1}^n [W(1 - kv) + \frac{\sum M_0}{Q\cos\delta} U\beta\cos\beta +$$

$$- \sum_{i=1}^n [Sm] - \sum_{i=1}^n [U\beta\text{sen}\beta + Q\text{sen}\delta] (\cos\alpha - \frac{h}{R})$$

$$hc$$

$$+ \sum_1 [KhW (\cos\alpha - \frac{h}{R})]$$

Tener en cuenta que las fuerzas normales y de presión de poro efectivas que actúan sobre la base del corte no afectan la expresión del momento de equilibrio, ya que se dirigen a través del centro del círculo. Por lo tanto, el método de Bishop no debería usarse para calcular un FOS para superficies no circulares.

Si se supone que el FOS es el mismo para todos los cortes, se sustituye el criterio de Mohr-Coulomb para obtener:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C + N' \tan\phi)}{\sum_{i=1}^n A1 - \sum_{i=1}^n A2 + \sum_{i=1}^n A3}$$

Donde:

$$A1 = (W(1 - kv) + U\beta\cos\beta + Q\cos\delta)\sin\alpha$$

$$A2 = (U\beta\sin\beta + Q\sin\delta) (\cos\alpha - \frac{h}{R})$$

$$A3 = khW (\cos\alpha - \frac{hc}{R})$$

A continuación, se suman las fuerzas en la dirección vertical para cada corte para determinar la fuerza normal efectiva de la misma manera que se usa para el método de Janbu:

$$N' = \frac{1}{m\alpha} [W(1 - kv) - \frac{C\sin\alpha}{F} - U\alpha\cos\alpha + U\beta\cos\beta + Q\cos\delta]$$

Donde $m\alpha$ esta dado de nuevo por:

$$m\alpha = \cos\alpha [1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi}{F}]$$

Donde el factor de seguridad(FS) se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c'bn + (Wn - UnBn) \tan \phi']}{\sum_{n=1}^{n=p} Wn \sin \alpha_n}$$

Donde:

$bn =$ ancho de la dovela

$W =$ peso de cada dovela

$c', \phi =$ parametros de resistencia al suelo

$Un =$ presion de poro en la base de la dovela

$\alpha_n =$ angulo entre el radio y la vertical en cada dovela

Estas son las ecuaciones que se utilizan para calcular el fs par superficies circulares según el método simplificado de Bishop.

3.5 METODO DE JANBU

Janbu (1973) asumió una superficie de deslizamiento no circular. Janbu consideró el equilibrio de fuerzas horizontales y supuso que $E_j - E_{j+1} = 0$.

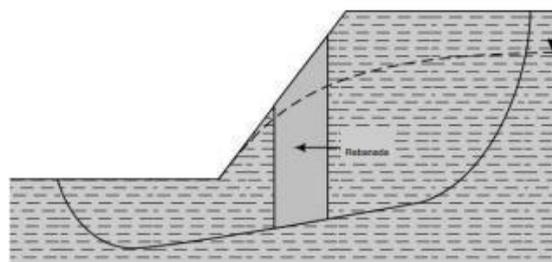


Figura 3.5: Superficie de deslizamiento no circular.

Fuente: (Budhu, 2010)

El factor de seguridad, definido con respecto al equilibrio de fuerzas horizontales, es:

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\sum(T_f) \cos \theta} =$$

$$\text{Fuerzas perturbadoras} \quad \Sigma[W_j + (X_j - X_{j+1})\tan\theta]$$

Si observamos que $(T_j)_j = T_j(\text{FS}) = N_j \tan(\phi')_j \text{FS}$, podemos combinar las ecuaciones para obtener:

$$\text{FS} = \frac{\Sigma[W_j(1 - r_u) + (X_j - X_{j+1})] m_j \tan \phi'_j \cos \theta_j}{\Sigma[W_j + (X_j - X_{j+1})] \tan \theta_j}$$

Luego, Janbu reemplazó las fuerzas cortantes entre cortes $(X_j \text{ and } X_{j+1})$ por un factor de corrección f_o , La forma simplificada de la ecuación de Janbu es:

$$\text{FS} = \frac{f_o \Sigma W_j (1 - r_u) m_j \tan \phi'_j \cos \theta_j}{\Sigma W_j \tan \theta_j}$$

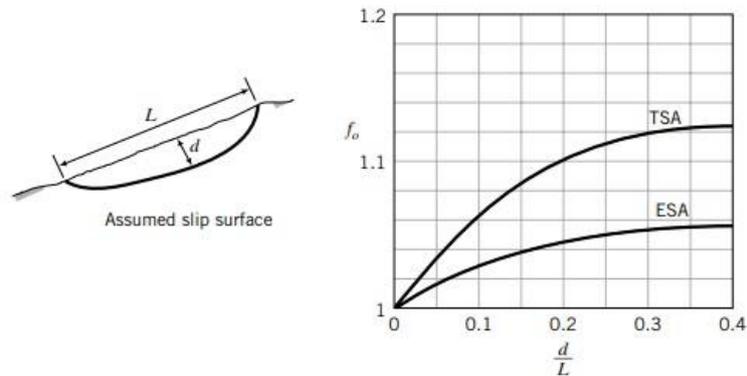


Figura 3.6: Método Janbu.

Fuente: (Budhu, 2010)

Si el agua subterránea está debajo de la superficie de deslizamiento, $ru = 0$ y

$$\text{FS} = f_o \frac{\Sigma W_j m_j \tan \phi'_j \cos \theta_j}{\Sigma W_j \tan \theta_j}$$

Por

$$\text{FS} = \frac{\Sigma (s_u)_j b_j}{\Sigma [W_j + (X_j - X_{j+1})] \tan \theta_j}$$

Reemplazando los efectos de $(X_i - X_{i+1})$ por un factor de corrección f_o obtenemos

$$FS = f_o \frac{\sum (s_u)_j b_j}{\sum W_j \tan \theta_j}$$

4 CAPITULO IV: METODOLOGIA

El análisis de estabilidad de taludes requiere de estudios previos basados en las características geotécnicas de la geología, topografía y materiales que componen el área o talud, ya que esto permite un diagnóstico certero del problema.

El análisis de estabilidad de un talud se realiza para determinar los factores de estabilidad, seguridad y funcionamiento del mismo.

4.1 METODO DE ESTUDIO

El siguiente trabajo se realizará de acuerdo a la siguiente metodología:

- Reconocimiento del sitio.
- Recopilación y análisis de datos existentes.
- Reconocimiento de las características geotécnicas del sitio.
- Realización del estudio topográfico del sitio.
- Toma de muestras para realizar el estudio de suelos.
- Análisis de pruebas de laboratorio.
- Modelación de los análisis de laboratorio, usando el software GEO5(versión gratis).

4.2 TRABAJO DE CAMPO

4.2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Cualquier error que se cometa en el levantamiento sería perjudicial ya que esto provocaría resultados erróneos. La topografía implica copiar el perímetro de un terreno determinado a escala para mostrar diferentes elevaciones, drenajes, etc. El funcionamiento correcto en esta etapa garantiza la fiabilidad de los datos obtenidos.

El talud a analizar tiene una altura máxima de 20.05 metros y una altura mínima 2.08 metros.

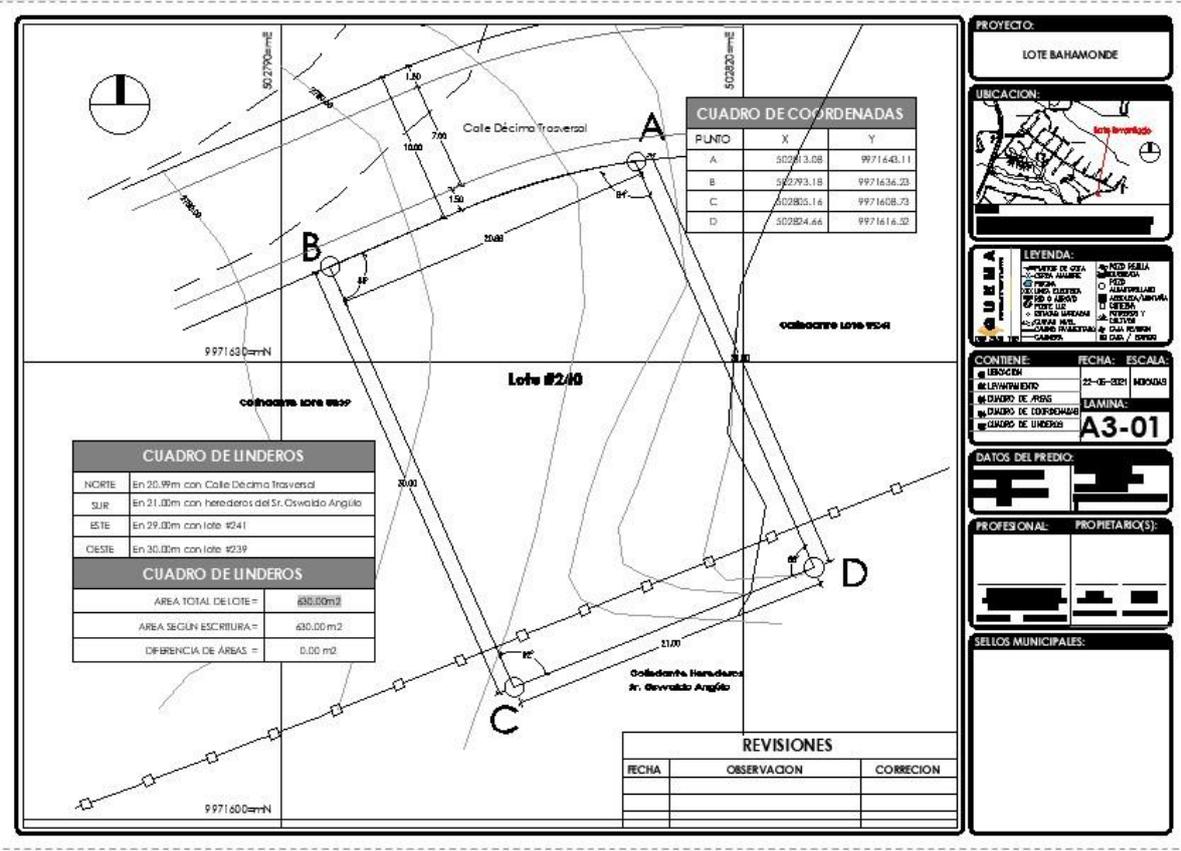


Figura 4.1: Levantamiento topográfico

Fuente: Autor

□ CUADRO DE COORDENADAS

PUNTO	X	Y
A	502813.08	9971643.11
B	502793.18	9971636.23
C	502805.16	9971608.73
D	502824.66	9971616.52

Figura 4.2: Coordenadas del terreno

Fuente: Autor

4.3 TOMA DE MUESTRAS

El muestreo se basa en los datos requeridos para el análisis de pendiente, en este caso se realizarán 2 tipos de ensayos, el primer ensayo es el triaxial UU, que es el ensayo triaxial no consolidado no drenado.

Este tiene como principal objetivo determinar los parámetros efectivos de c' y ϕ .

El segundo ensayo a realizar en la clasificación de suelos (S.U.C.S), este nos permitirá identificar la geología del terreno como a su vez nos describirá el tamaño de las partículas del suelo.



Figura 4.3: Toma de muestras para el estudio de suelos.

Fuente: Autor

Para la realización de los dos ensayos se tiene que tomar una muestra del suelo la cual consiste en un bloque de 40X40cm aproximadamente de suelo inalterado debido a que si se lo altera de alguna manera al realizar las pruebas los datos obtenidos serán erróneos.

La muestra fue tomada a 1m de profundidad sobre el nivel de terreno. Esta muestra de suelo inalterado se la tiene que recubrir con plástico debido a que de esta forma se conservara la humedad que tiene por defecto y nos proporcionara resultados más precisos en los ensayos de laboratorios.

El tiempo aproximado que se demora en tomar una muestra para la realización de este ensayo varia bastante y depende del terreno, pero por lo natural son de 2 a 3 horas. Y en caso de que el bloque se parta se tiene que volver a excavar para sacar otra muestra.



Figura 4.4: Bloque 35X35 inalterado para realización del estudio de suelos.

Fuente: Autor

4.4 INVESTIGACION DE LABORATORIO

4.4.1 ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO(UU)

Se presentarán las instrucciones de laboratorio para una prueba UU según lo presentado en la norma ASTM D2850(2015). Prueba de compresión triaxial no consolidada y sin drenaje en suelos cohesivos, que no incluye mediciones de presión de poro.

4.4.2 MEDICION DE MUESTRAS

- 1) Determine la masa de la muestra. Si está recortado, mida la masa de la muestra, el molde y el papel encerado, retire la muestra y el papel encerado del molde y luego obtenga la masa del molde y el papel encerado.

Resta las dos masas para calcular la masa de la muestra. Si no está recortado, mida la masa de la muestra directamente, teniendo cuidado de no tocar la muestra con las yemas de los dedos, sino más bien use placas de soporte u otros medios para manipular el suelo.

- 2) Mida el diámetro de la muestra en varios lugares usando los calibradores.
- 3) Mida la altura de la muestra en varios lugares usando los calibres o una regla.



Figura 4.5: Ensayo triaxial (CU)

Fuente: Geosuelos

4.4.3 PREPARACION DE CELDA Y CONFIGURACION DE LAS MUESTRAS

- 1) Ubique la muestra en el pedestal de la base.
- 2) Coloque la tapa superior sobre la muestra.
- 3) Coloque la membrana sobre un bastidor de membranas y aplique vacío. Coloque el tensor de membrana con la membrana alrededor de la muestra y suéltelo.
- 4) Fije la membrana a las tapas superior e inferior con juntas tóricas.
- 5) Ensamble la celda, el cilindro y la placa superior.
- 6) Una vez terminado el ensayo se lleva la muestra al horno a secar.
- 7) Este procedimiento se repite con 3 muestras diferentes del mismo suelo.



Figura 4.6: Sometimiento de la muestra a diferentes presiones.

Fuente: Geosuelos.

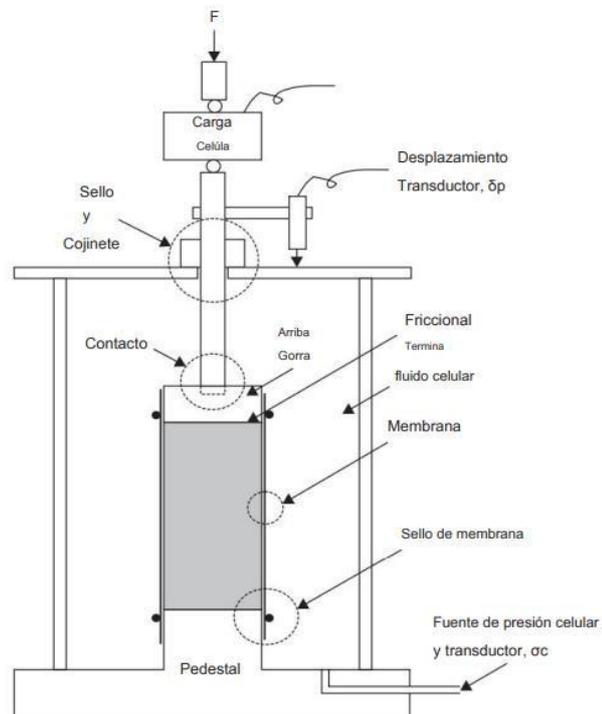


Figura 4.7: Partes que componen a la maquina para realizar los ensayos triaxiales.

Fuente: Geosuelos.

4.4.4 RESULTADOS DE LABORATORIO

Una vez culminado el ensayo y obtenido los resultados de laboratorio se trazará la curva de tensión-deformación y el círculo de Mohr para la falla de condición.

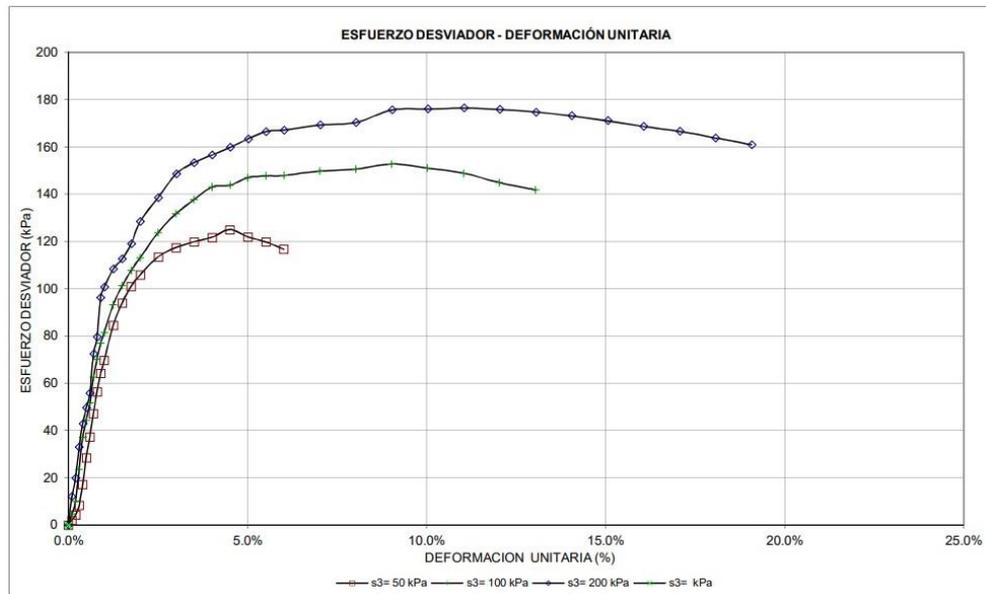


Figura 4.8: Esfuerzo desviador-deformación unitaria.

Fuente: Geosuelos.

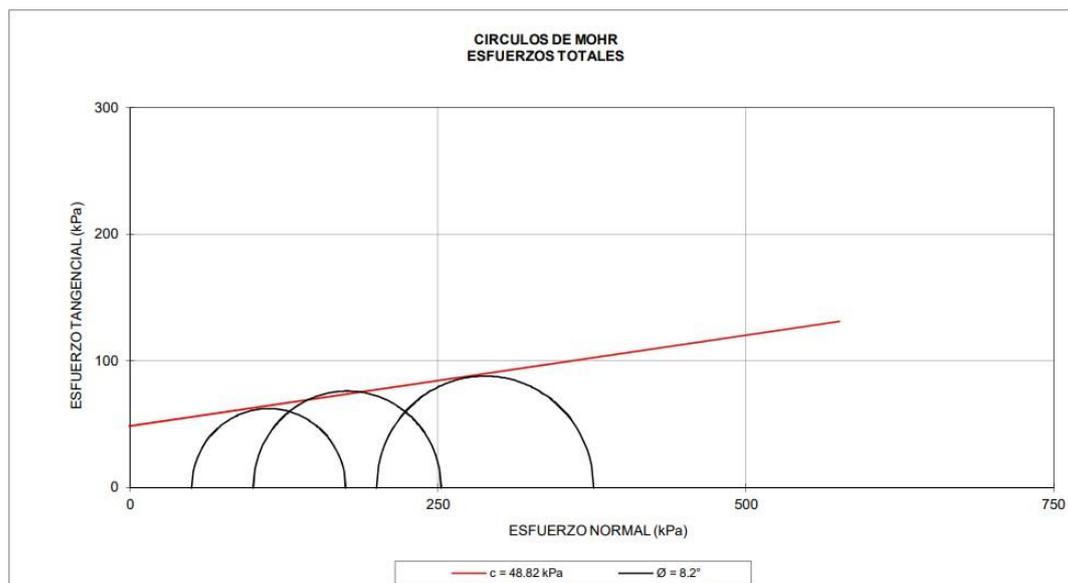


Figura 4.9: Círculo de Mohr.

Fuente: Geosuelos.

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

COHESIÓN, $c = 48.82$ kPa
 ANGULO DE FRICCIÓN, $\theta = 8.15$ °

HUMEDAD, $w = 21.76\%$
 DENSIDAD HÚMEDA, $\gamma_m = 16.36$ kN/m³
 DENSIDAD SECA, $\gamma_d = 13.43$ kN/m³
 RELACIÓN DE VACÍOS, $e = 0.94$

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3	
$\sigma_3 =$	50.00 kPa	$\sigma_3 =$	100.00 kPa	$\sigma_3 =$	200.00 kPa
$w =$	21.61%	$w =$	21.98%	$w =$	21.69%
$\gamma_m =$	16.67 kN/m ³	$\gamma_d =$	16.27 kN/m ³	$\gamma_d =$	16.13 kN/m ³
$\gamma_d =$	13.71 kN/m ³	$\gamma_s =$	13.34 kN/m ³	$\gamma_s =$	13.26 kN/m ³
$e =$	0.90	$e =$	0.95	$e =$	0.96

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00
0.10%	2.08	0.10%	4.72	0.10%	12.05
0.20%	4.17	0.20%	9.95	0.20%	19.89
0.30%	8.32	0.30%	23.53	0.30%	32.95
0.40%	17.15	0.40%	37.10	0.40%	42.84
0.50%	28.55	0.50%	44.36	0.50%	49.58
0.60%	37.34	0.60%	51.62	0.60%	55.79
0.70%	47.15	0.70%	62.51	0.70%	72.40
0.80%	56.41	0.80%	70.25	0.80%	79.61
0.90%	64.11	0.90%	76.94	0.90%	96.17
1.00%	69.73	1.00%	81.53	1.00%	100.74
1.25%	84.49	1.25%	93.24	1.26%	108.26
1.50%	94.04	1.50%	101.27	1.51%	112.63
1.75%	100.98	1.76%	107.71	1.76%	119.05
2.00%	105.84	2.01%	113.09	2.01%	128.51
2.51%	113.43	2.51%	123.76	2.51%	138.59
3.01%	117.41	3.01%	131.78	3.01%	148.56
3.51%	119.82	3.51%	137.67	3.51%	153.36
4.01%	121.70	4.01%	143.00	4.02%	156.59
4.51%	125.05	4.51%	143.76	4.52%	159.78
5.01%	121.92	5.02%	146.99	5.02%	163.42
5.51%	119.80	5.52%	147.70	5.52%	166.52
6.01%	116.71	6.02%	147.90	6.02%	167.12
		7.02%	149.74	7.03%	169.23
		8.02%	150.53	8.03%	170.30
		9.03%	152.71	9.04%	175.60
		10.03%	151.03	10.04%	176.02
		11.03%	148.88	11.04%	176.39
		12.04%	144.89	12.05%	175.78
		13.04%	141.87	13.05%	174.69
				14.06%	173.12
				15.06%	171.10
				16.06%	168.64
				17.07%	166.62
				18.07%	163.74
				19.08%	160.89

ESQUEMAS DE LA FALLA:

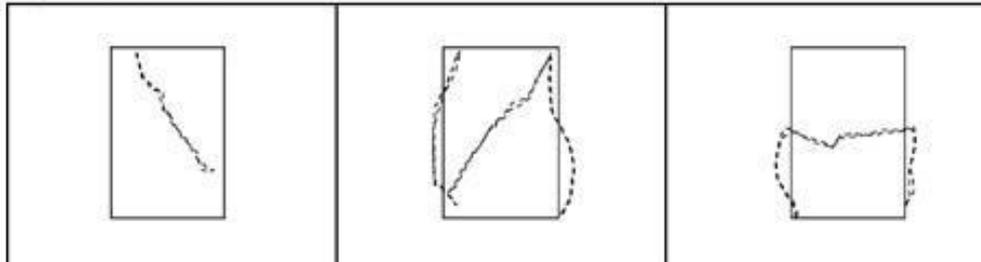


Tabla 4.1: Resultado del ensayo triaxial (CU).

Fuente: Geosuelos.

4.5 ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S)

El procedimiento de descripción y análisis de clasificación se realizará en general de acuerdo con las prácticas estándar ASTM D2487 y D2488.

4.5.1 GRANULOMETRIA

El análisis granulométrico se realiza para determinar cuántas partículas de diferentes tamaños componen un suelo.

4.5.2 PROCEDIMIENTO

- 1) La muestra recolectada se debe mezclar rápidamente para integrar sus componentes y luego se deben recolectar 2 partes para determinar el contenido de humedad y anotar la información para tener un control.
- 2) Luego en un recipiente se toma al menos unos 100 gramos de muestra.
- 3) Encima del tamiz N° 200 colocamos el tamiz N° 40 ya que este sirve como protección para la malla del tamiz N° 200.
- 4) Vierta porciones de muestra en un juego de tamices y manténgalas bajo un chorro constante de agua en un intento de agitar y romper la muestra que está limpiando.
- 5) El paso anterior se repetirá hasta lograr que el agua que atraviesa los tamices sea cristalina.
- 6) Luego el material que se quede retenido en el tamiz N° 40 y N° 200 se los recoge y se lleva al horno a secar.



Figura 4.10: Ensayo de clasificación de suelos.

Fuente: Geosuelos.

4.5.3 TAMIZADO

- 1) En un lapso de 24h horas, se saca el material del horno.
- 2) El suelo seco sacado del horno tenemos que hacerlo pasar por varios tamices los cuales son: N° 4, N° 10, N° 20, N° 40, N° 200. Se coloca la muestra seca en el primer tamiz posteriormente se tiene que proceder a taparlo y se comienza a agitar los tamices en sentido norte sur y este oeste por lo menos unos 10 a 12 minutos esto con la finalidad de que cada partícula de suelo quede en un tamiz diferente para así luego poder realizar nuestra curva granulométrica de la manera más precisa posible.
- 3) Se retira la tapa del primer tamiz y luego recolectamos el material retenido de cada tamiz.
- 4) Ya realizado esto tenemos que pesar cada tamiz que contenga el material retenido y anotamos en una hoja de control.



Figura 4.11: Muestra luego de 24h en el horno para realizar el tamizado.

Fuente: Geosuelos.

4.5.4 RESULTADOS DE LABORATORIO

Una vez realizado todos los pasos anteriormente mencionados los resultados obtenidos fueron los siguientes:

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 180.46 ENSAYO VIA: HÚMEDA
 PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 148.84

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	1.42	1	99
No. 10	2.57	2	98
No. 40	17.23	12	88
No. 200	64.68	43	57

Nombre de Grupo: Limo arenoso
 Descripción Particular: Color café oscuro

Tabla 4.2: Resultados de la granulometría.

Fuente: Geosuelos.

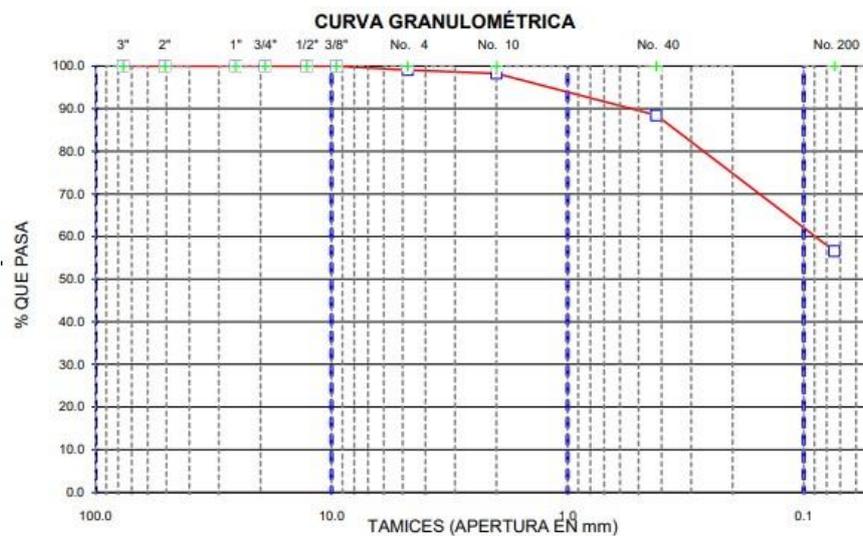


Figura 4.12: Curva granulométrica.

Fuente: Geosuelos.

4.6 LIMITES DE ATTERBERG

Los límites de Atterberg proporcionan información importante sobre un suelo. La mayoría de los suelos de grano fino existen en su estado natural en un rango de contenido de agua que está ligeramente por debajo del límite plástico y ligeramente por encima del límite líquido. Las excepciones notables son los depósitos áridos y muy profundos que pueden acercarse al límite de contracción y las arcillas rápidas que exceden el límite líquido.

Antes de realizar el ensayo de límite líquido y límite plástico primero se tiene que realizar lo siguiente:

- 1) Las muestras de suelo se dividen en partículas sueltas.
- 2) Almacenar dentro de un recipiente la muestra que atraviese por el tamiz N° 40.
- 3) Agrega agua con una cuchara y revuelve hasta obtener una consistencia homogénea.
- 4) Se deja reposar durante durante 24 en un recipiente que sea hermético lo que va a provocar es que el agua con el tiempo pueda distribuirse en toda la muestra hasta que este uniforme.

4.6.1 LIMITE LIQUIDO

- 1) Coloque tierra templada en una taza Casagrande limpia y calibrada hasta una profundidad máxima de 1/2 pulgada. La tierra debe formar una superficie plana y horizontal con el borde inferior de la taza. Este volumen se puede comprobar llenando el vaso con agua mientras está en posición de golpe. Asegúrese de eliminar el aire atrapado y de preparar una superficie lisa.
- 2) Ranurar el suelo con una herramienta tipo ASTM y mantener la herramienta perpendicular a la copa en el punto de contacto.
- 3) Gire la manivela a 2 golpes por segundo hasta que la ranura se cierre en una longitud de 0,5 pulgadas y registrar el número de golpes.
- 4) Retire la tierra de la taza y regrésela al plato.
- 5) Mezcle la tierra en un plato y repita los pasos 1, 2, 3 y 4 hasta obtener dos golpes consistentes.

- 6) Obtener el contenido de agua del suelo retirando unos 10 g de pasta perpendicular a y a través de la ranura cerrada.
- 7) Obtenga cuatro determinaciones separadas del contenido de agua entre 15 y 35 golpes secando ligeramente el suelo y repitiendo los pasos 1 al 6.



Figura 4.13: Ensayo de limite líquido.

Fuente: Geosuelos.

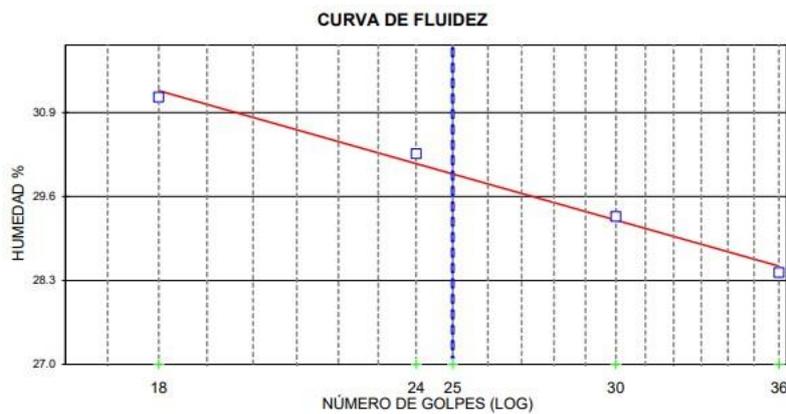


Figura 4.14: Curva de fluides.

Fuente: Geosuelos.

4.6.2 LIMITE PLASTICO

- 1) Enrolle un tercio de la tierra reservada para la prueba de límite plástico en un hilo de 3,2 mm (1/8 pulg.) sobre la placa de vidrio.
- 2) Reúna el material en una bola.

- 3) Repita los pasos 1 y 2 hasta que el hilo muestre signos de desmoronarse cuando alcance los 3,2 mm de diámetro.
- 4) Colocar en una tara con contenido de agua y tapar. Repita los pasos 1 a 3 hasta que se obtengan al menos 6 g del suelo se recoge para determinar el contenido de agua.
- 5) Mida el contenido de agua para determinar el límite plástico.
- 6) Repita los pasos del 1 al 5 para cada uno de los dos tercios restantes.



Figura 4.15: Ensayo limite plástico.

Fuente: Geosuelos.

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		166.40	141.44	24.08	21.27	
		169.76	144.55	25.73	21.22	21.24
			OQ			
2.- LÍMITE LÍQUIDO	36	15.97	13.90	6.62	28.43	
	30	19.01	16.19	6.57	29.31	
	24	21.21	18.55	9.77	30.30	
	18	19.90	16.76	6.69	31.18	29.98
3.- LÍMITE PLÁSTICO		15.52	13.86	6.41	22.28	
		13.28	11.91	6.04	23.34	
		14.26	12.79	6.43	23.11	22.91

Tabla 4.3: Resultados del ensayo de Atterbeg.

Fuente: Geosuelos.

4.7 MODELAMIENTO DIGITAL DE LOS DATOS OBTENIDOS

De los datos obtenidos del levantamiento topográfico y los ensayos realizados serán utilizados para la realización del modelo del perfil que se encuentra ubicado en la autopista general Rumiñahui km. 5 en la parroquia Conocoto. El presente análisis tuvo su realización en 3 etapas la primera etapa que se realizó en AutoCAD ya que con los datos topográficos se generaron las curvas de nivel. En la segunda etapa que es en civil 3D en el cual se sacó el perfil del terreno y la tercera etapa uso del software geotécnico GEO5 para analizar el talud.

4.7.1 ETAPA 1 (AUTOCAD)

A partir de los datos obtenidos durante el levantamiento topográfico, se generan varias curvas de nivel topográficas para obtener un mapa topográfico de la pendiente levantada.

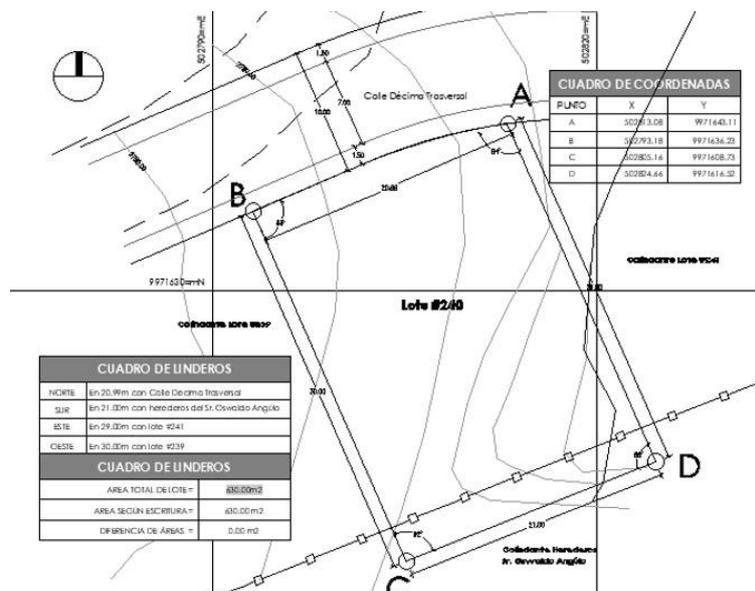


Figura 4.16: Levantamiento topográfico y las curvas de nivel.

Fuente: Autor.

4.7.2 ETAPA 2 (CIVIL 3D)

- 1) Del plano topográfico que se generó en AutoCAD sacamos el perfil del talud este perfil va a quedar en la dirección contraria a ser analizado para poder voltear se utilizara el comando ESPEJO este creara una copia del perfil y no perderemos los puntos en el plano.



Figura 4.17: Perfil del terreno.

Fuente: Autor.

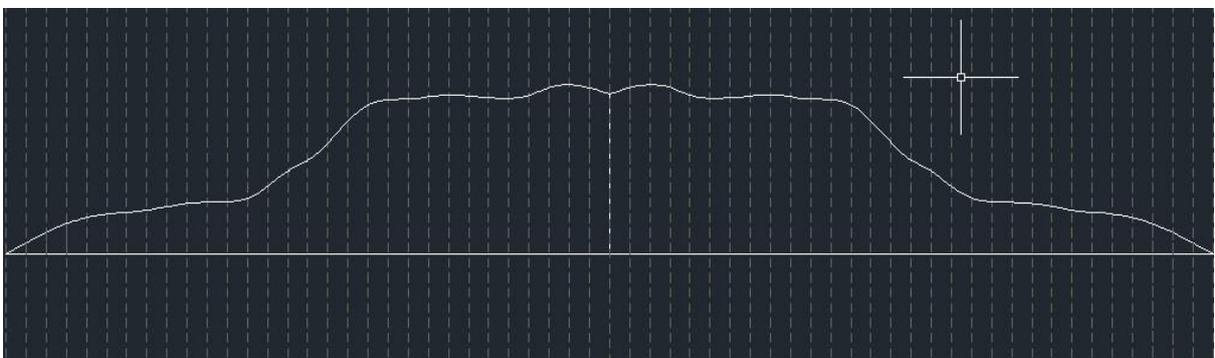


Figura 4.18: Lado izquierdo perfil idéntico creado con el comando espejo.

Fuente: Autor.

- 2) Con los puntos obtenidos en el plano crearemos una polilínea para unir los puntos utilizaremos el comando UNIR esto lo transformara en un solo elemento así podremos extraerlos al software GEO5 y realizar el análisis de estabilidad. Antes de guardar el archivo primero tenemos que ubicar el perfil en el origen de las coordenadas X, Y.

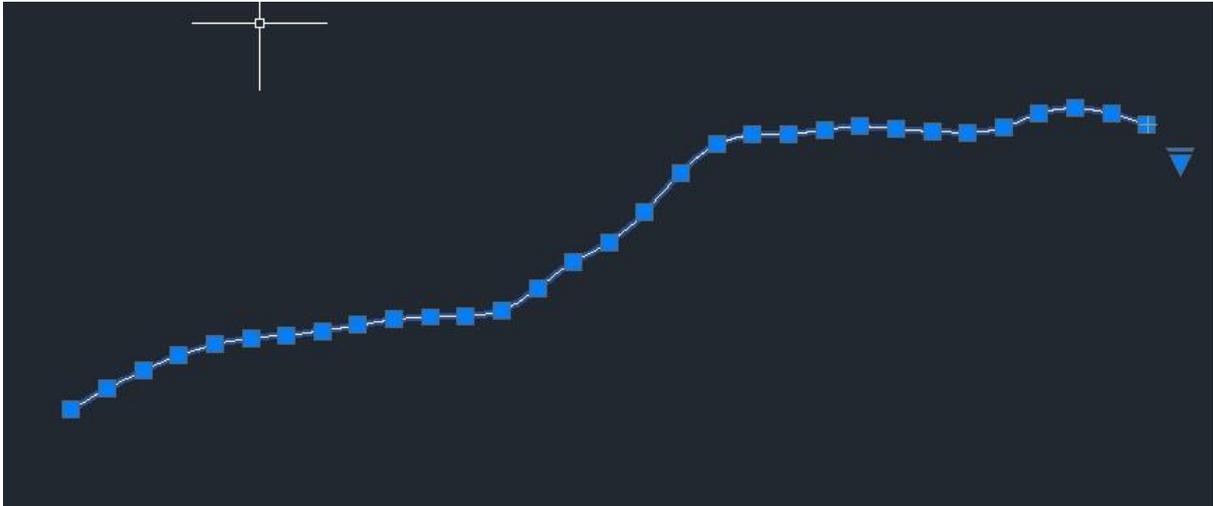


Figura 4.19: Los puntos azules indican la polilínea creada con el comando unir.

Fuente: Autor.

- 3) La polilínea ya agrupada en un solo elemento la guardaremos en formato (*.dxf).

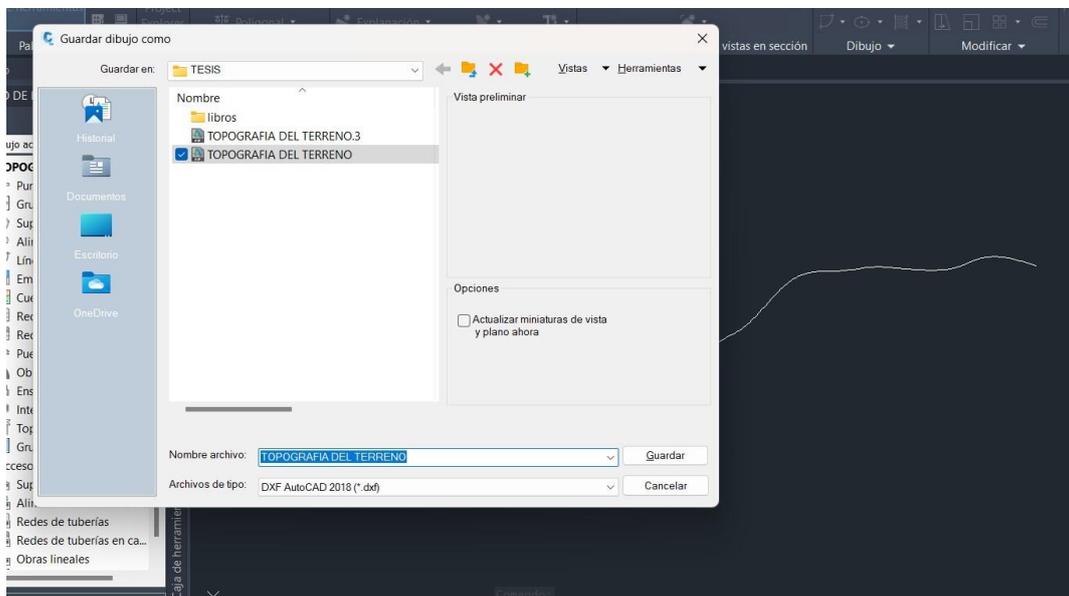


Figura 4.20: Se guarda en formato dxf ya que es compatible con GEO5.

Fuente: Autor.

4.7.3 ETAPA 3 (GEO5)

- 1) Importamos el archivo anteriormente guardado utilizando la barra de herramientas.

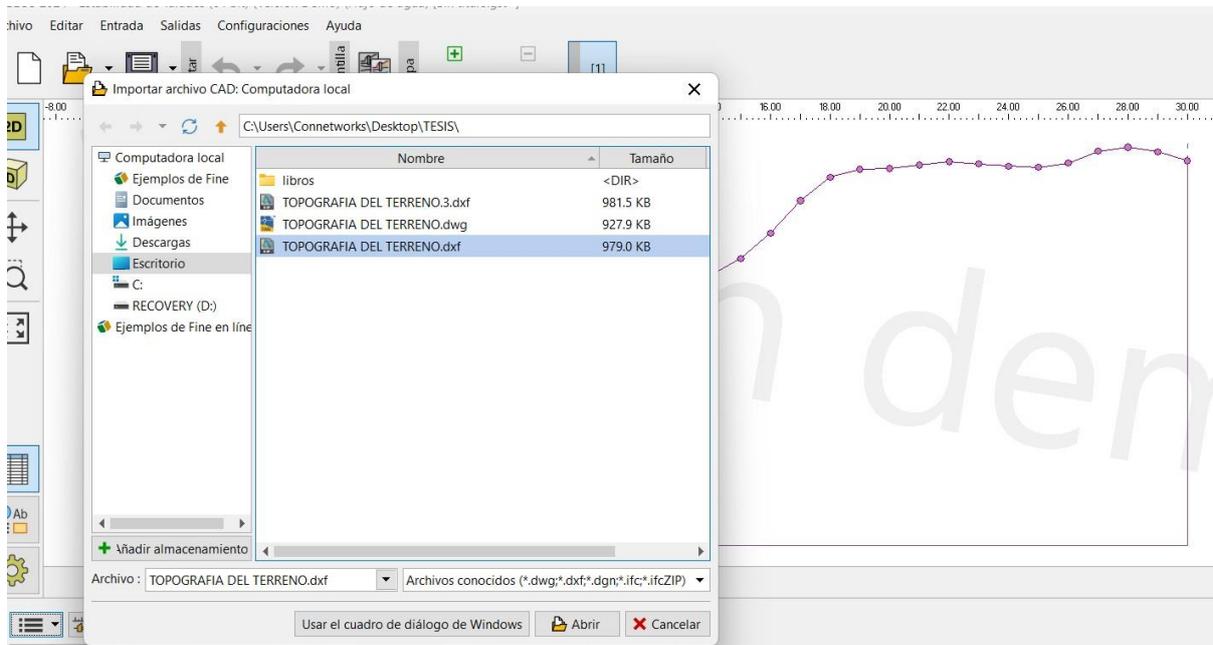


Figura 4.21: Se importa el archivo (*.dxf).

Fuente: Autor.

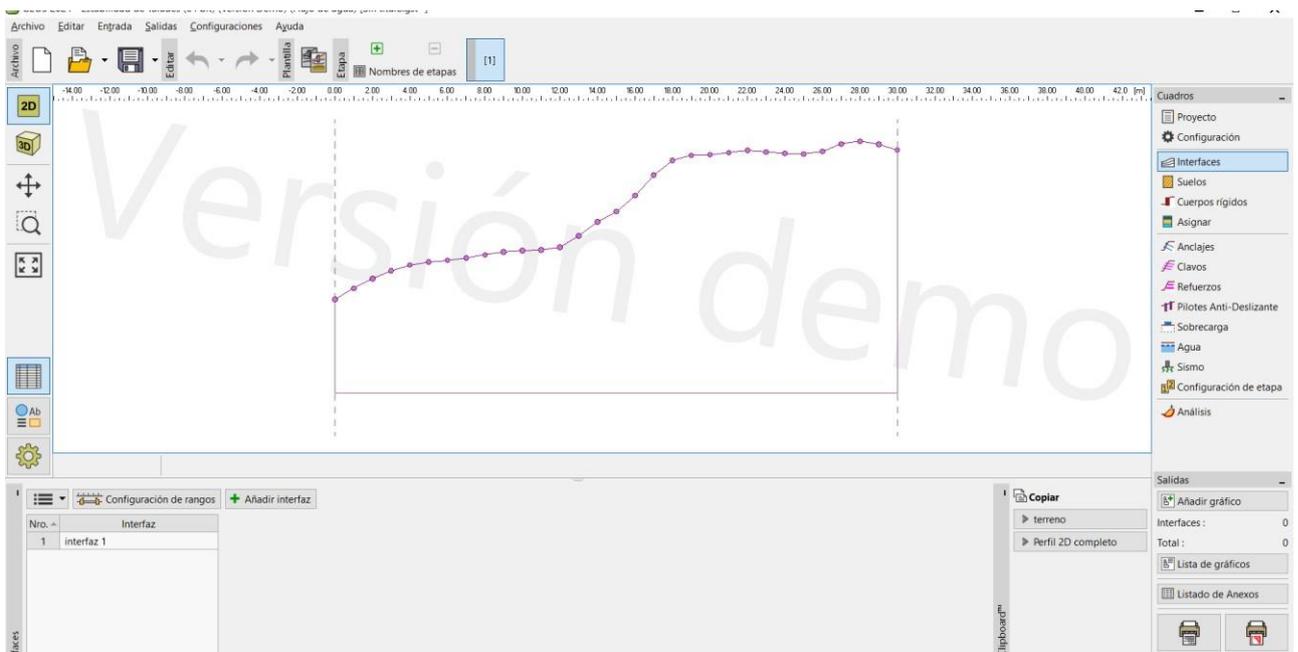


Figura 4.22: Interfaz principal.

Fuente: Autor.

- 2) Con los datos obtenidos en los diferentes ensayos realizados ingresaremos su tipo de suelo y cada uno de los demás apartados que se necesitan para realizar el análisis de estabilidad.

Figura 4.23: Se llena con los datos del estudio de suelos.

Fuente: Autor.

- 3) Una vez añadido los datos estos mismos datos necesitan asignarse al perfil que importamos esto lo realizaremos con la opción ASIGNAR que se encuentra una opción por debajo de suelos.

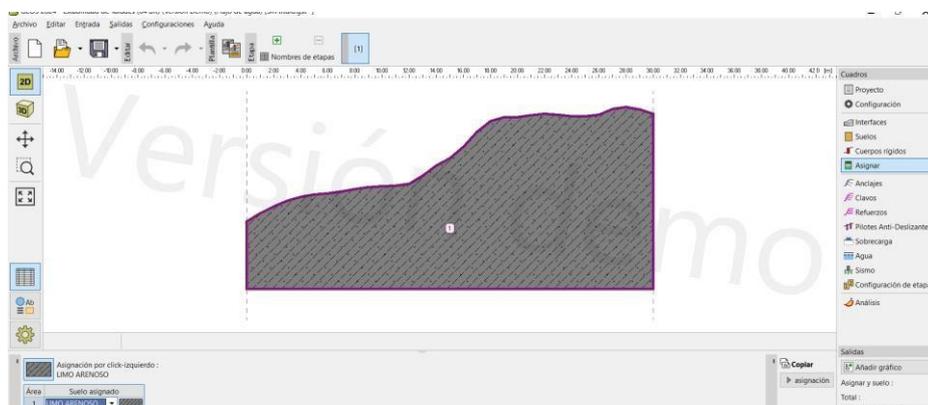


Figura 4.24: Se asigna el suelo.

Fuente: Autor.

- 4) Una vez realizado lo anteriormente mencionado se selecciona la opción análisis. Luego se ingresará gráficamente la superficie circular de falla dentro del perfil, posteriormente tendremos que elegir que método usar antes de analizar el talud. Los diferentes tipos de métodos a utilizar son los siguientes, método de Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu, Morgenstern-Price.

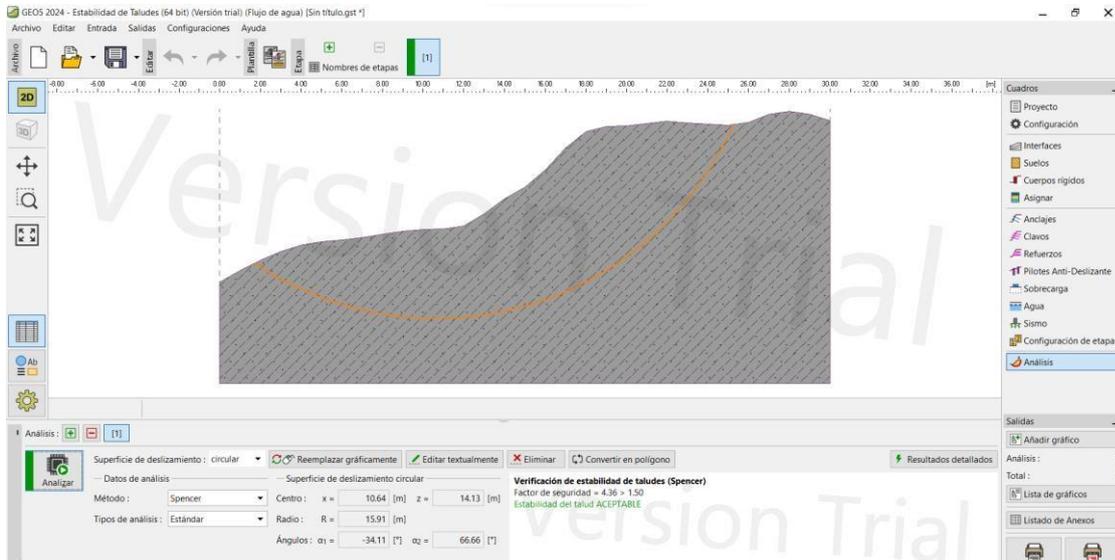


Figura 4.24: Análisis de estabilidad de taludes (METODO DE SPENCER).

Fuente: Autor.



Figura 4.25: Análisis de estabilidad de taludes (METODO DE JANBU).

Fuente: Autor.

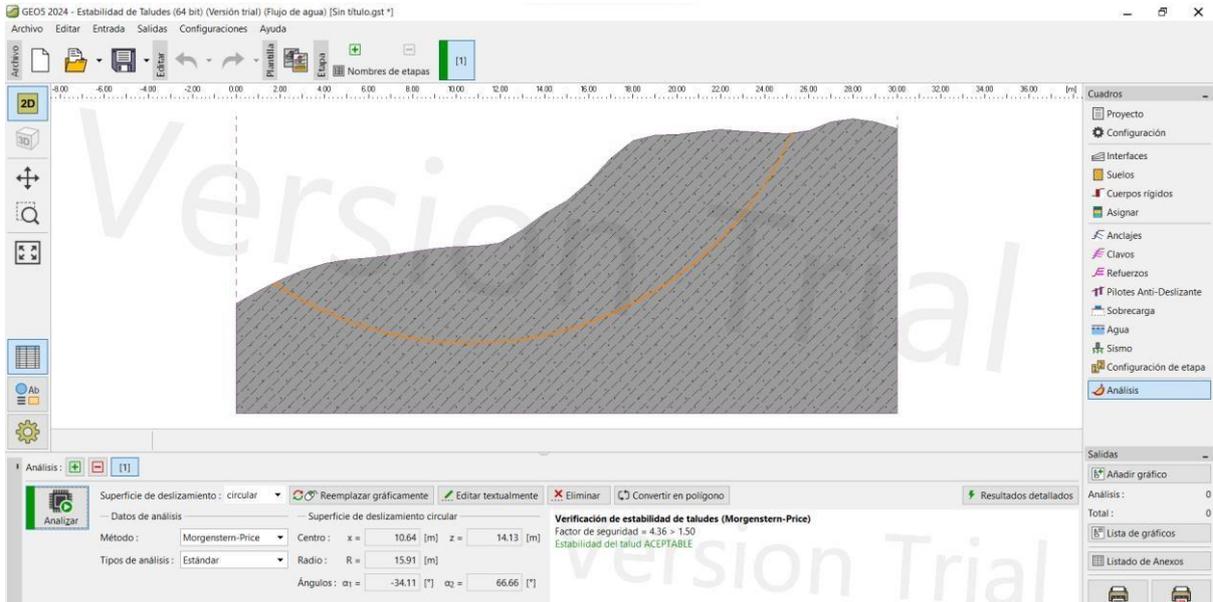


Figura 4.26: Análisis de estabilidad de taludes (METODO DE MORGENSTERN).

Fuente: Autor.

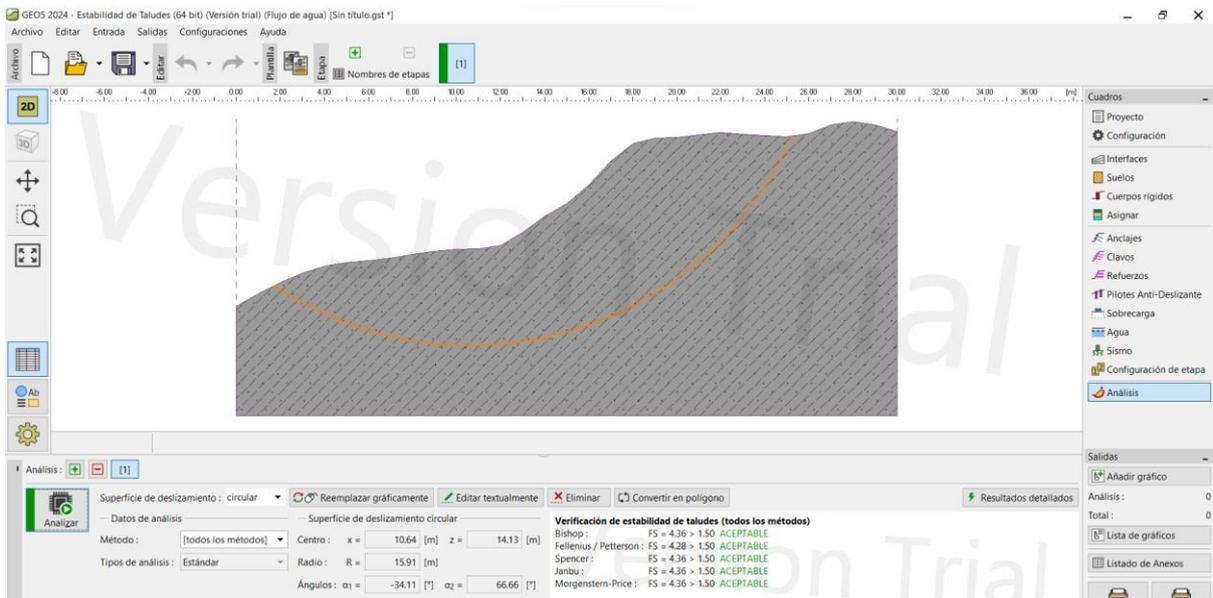


Figura 4.27: Análisis de estabilidad de taludes (Todos los métodos)

Fuente: Autor.

El análisis presentado anteriormente se realizó con el tipo de análisis ESTÁNDAR el cual vendría siendo un análisis rápido para conseguir el factor de seguridad del talud en programa GEO5 nos brinda 2 tipos de análisis más los cuales son OPTIMIZACIÓN y BUSQUEDA DE GRILLA.

El análisis por optimización brinda un análisis un análisis mucho más detallado del talud para encontrar el factor de seguridad y el análisis por búsqueda de grilla en cambio nos va a mostrar una gráfica en donde vamos a poder diferenciar cual es el factor de seguridad en cada parte del talud a analizar.

ANALISIS POR OPTIMIZACIÓN

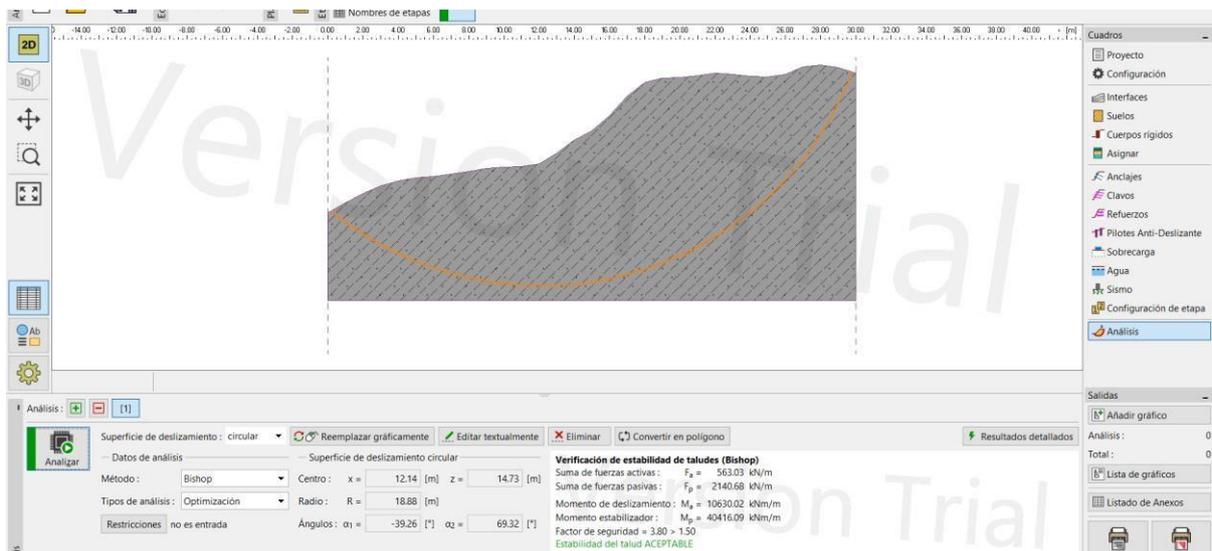


Figura 4.28: Análisis de estabilidad de taludes (METODO BISHOP).

Fuente: Autor.

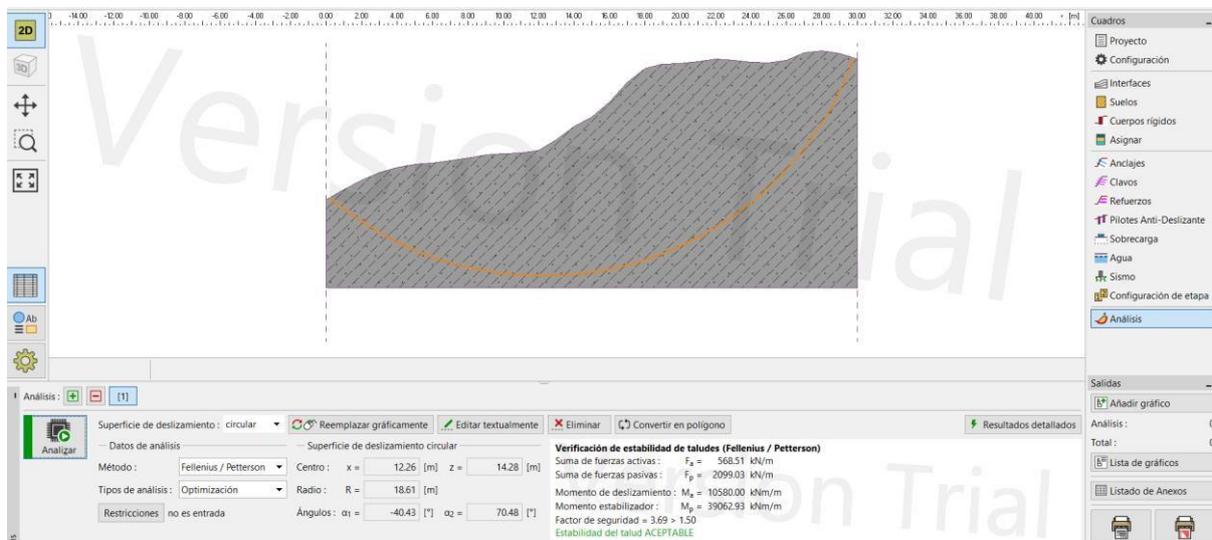


Figura 4.29: Análisis de estabilidad de taludes (METODO FELLENIUS).

Fuente: Autor.

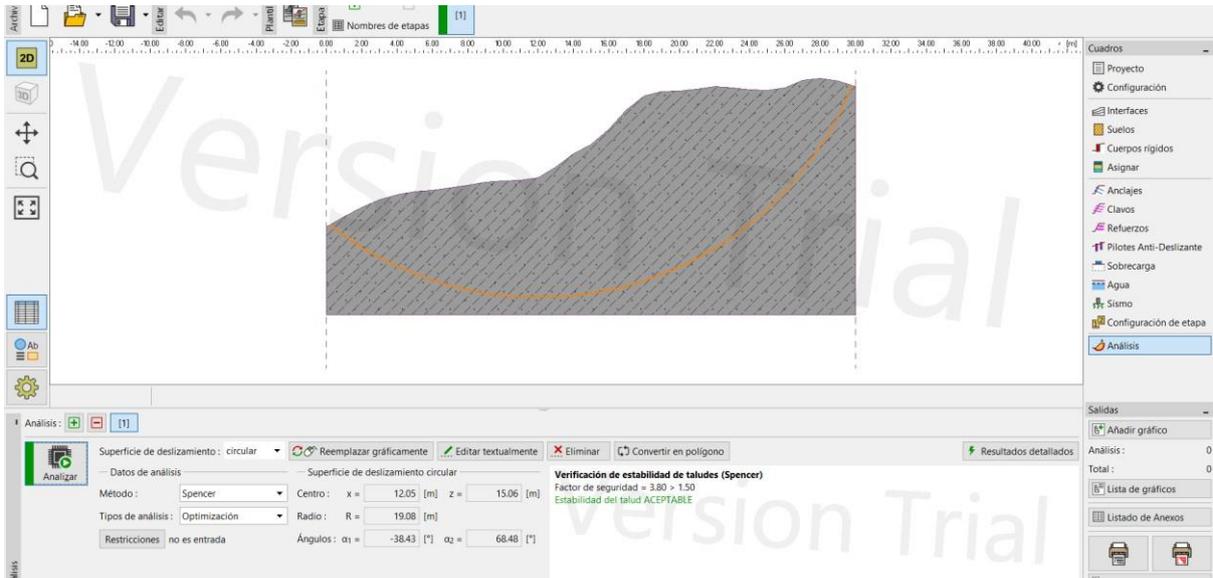


Figura 4.30: Análisis de estabilidad de taludes (METODO ESPENCER).

Fuente: Autor.



Figura 4.31: Análisis de estabilidad de taludes (METODO JANBU).

Fuente: Autor.

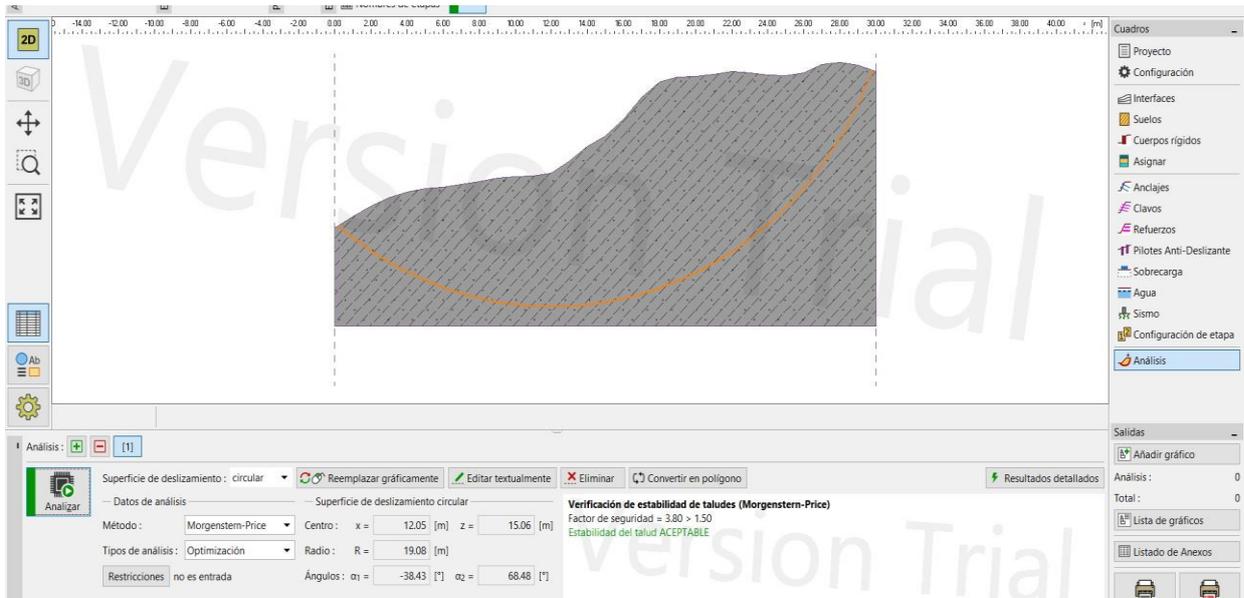


Figura 4.32: Análisis de estabilidad de taludes (METODO MORGENSTERN-PRICE).

Fuente: Autor.

ANALISIS POR METODO DE GRILLA

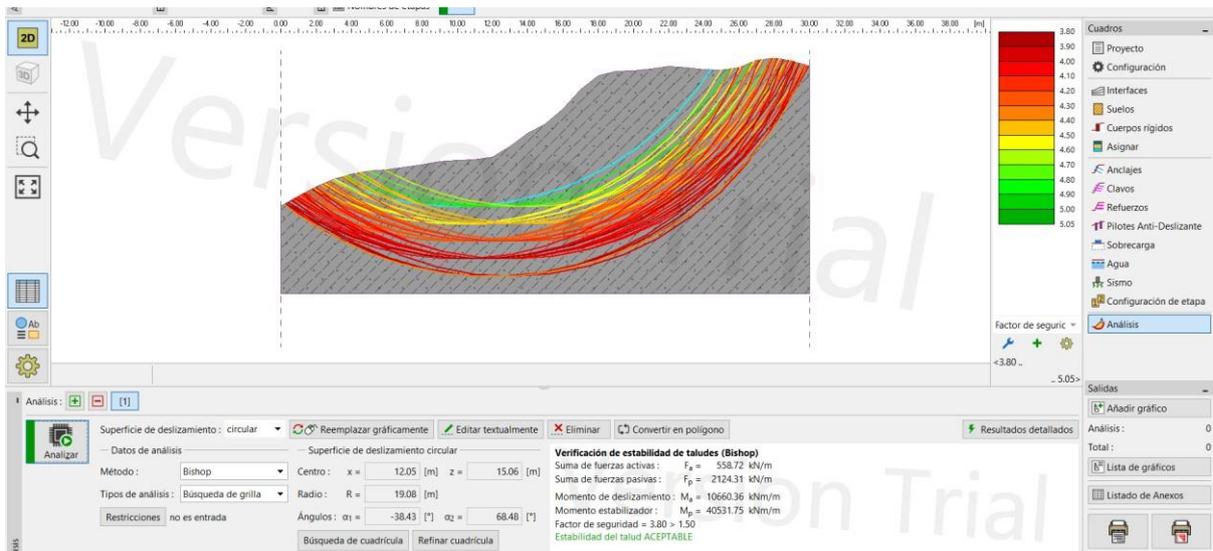


Figura 4.33: Análisis de estabilidad de taludes (METODO BISHOP).

Fuente: Autor.

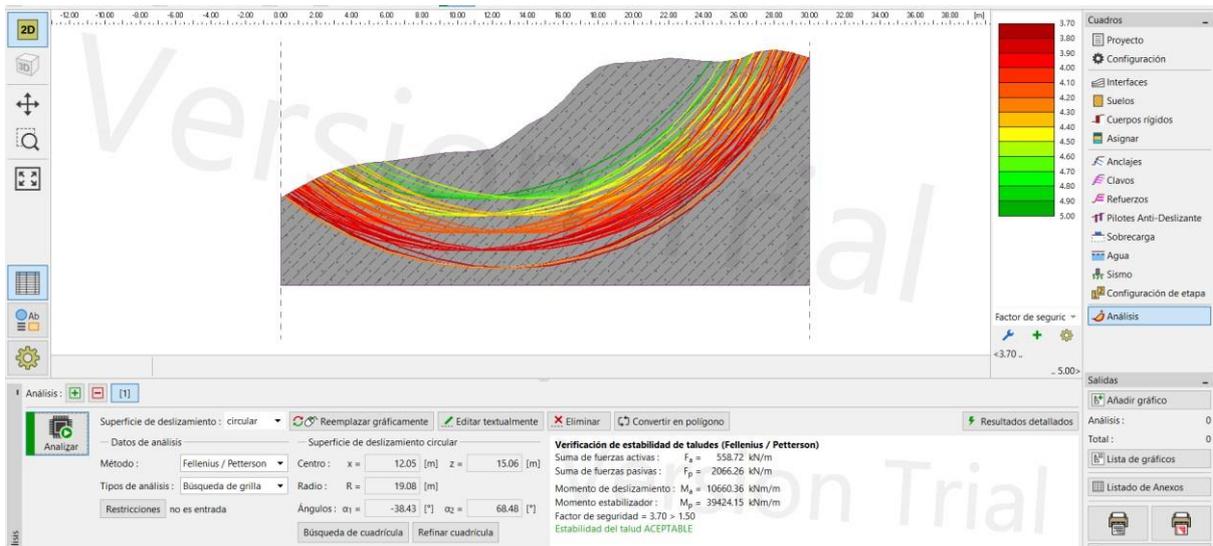


Figura 4.34: Análisis de estabilidad de taludes (METODO FELLENIUS).

Fuente: Autor.

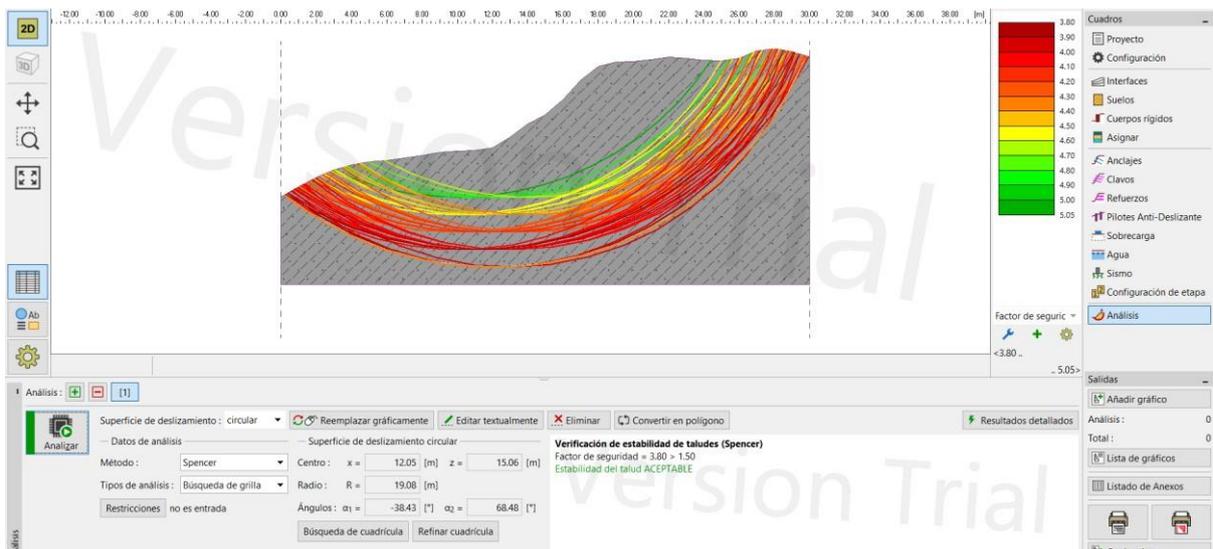


Figura 4.35: Análisis de estabilidad de taludes (METODO ESPENCER).

Fuente: Autor.

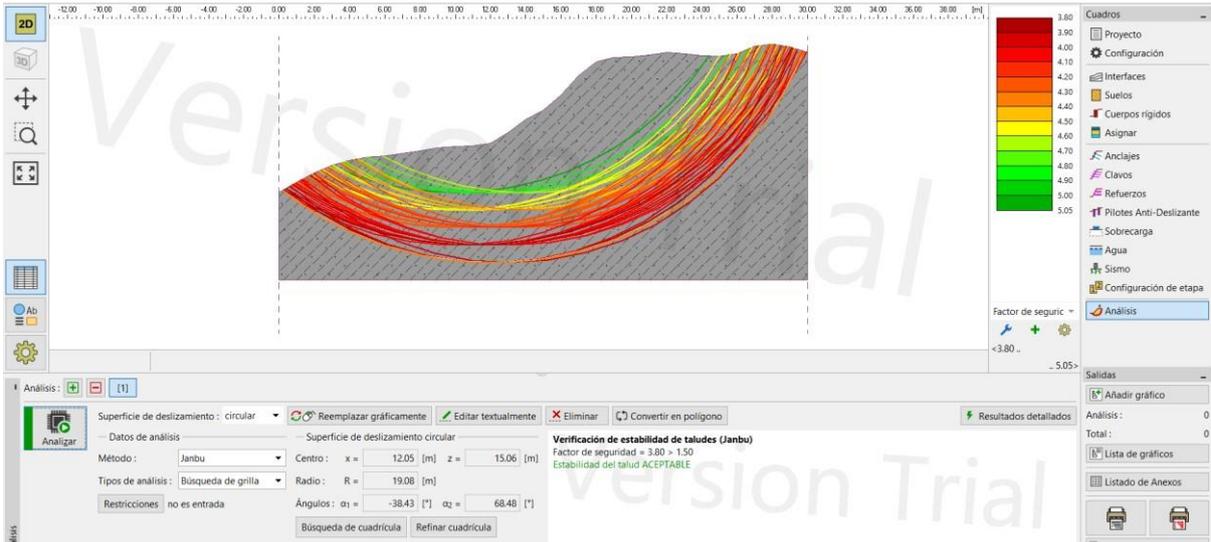


Figura 4.35: Análisis de estabilidad de taludes (METODO JANBU).

Fuente: Autor.

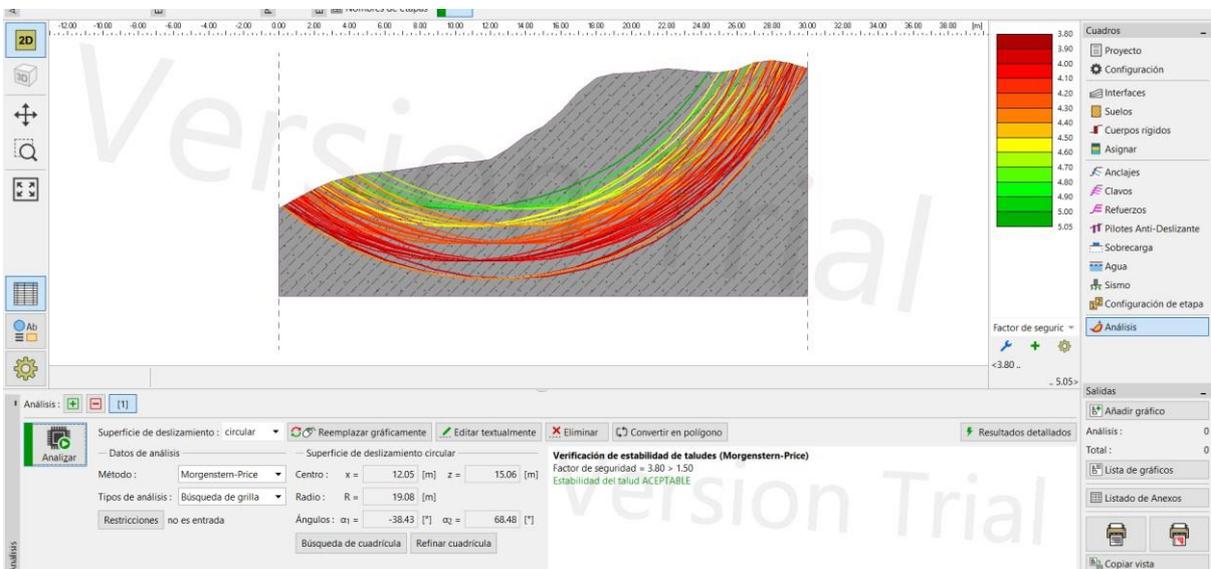


Figura 4.35: Análisis de estabilidad de taludes (METODO METODO MORGENSTERN-PRICE).

Fuente: Autor.

5 CAPITULO V: RESULTADOS

5.1 TIPO DE ANÁLISIS ESTANDAR

5.1.1 METODO DE BISHOP

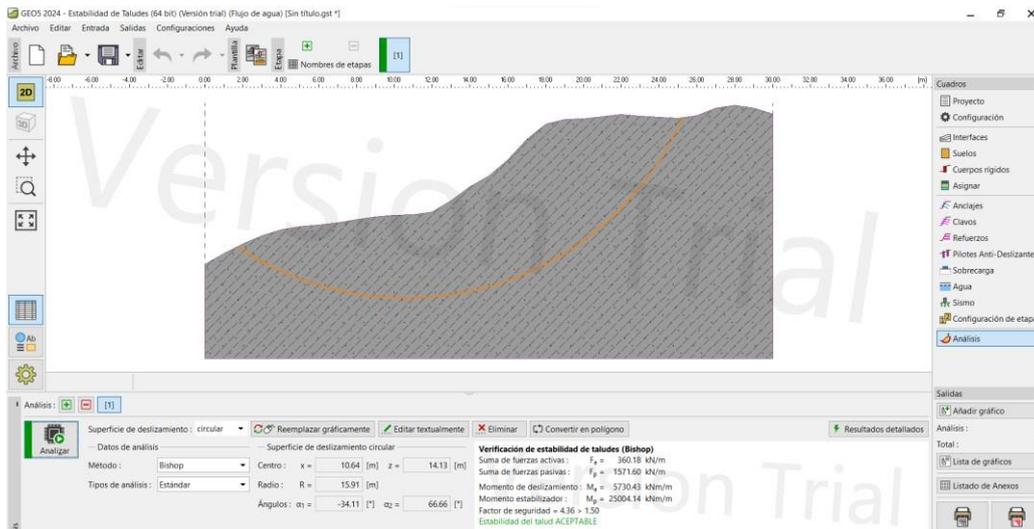


Figura 5.1: Análisis de taludes (MÉTODO DE BISHOP). Tipo de análisis(ESTANDAR)

Fuente: Autor.

VERIFICACION DE ESTABILIDAD DE TALUDES

SUMA DE FUERZAS ACTIVAS	$F_a = 570.39 \text{ Kn/m}$
SUMA DE FUERZAS PASVIAS	$F_p = 2171.10 \text{ Kn/m}$
MOMENTO DE DESLIZAMIENTO	$M_a = 10569.25 \text{ kNm/m}$
MOMENTO ESTABILIZADOR	$M_p = 40230.46 \text{ kNm/m}$
FACTOR DE SEGURIDAD	$F_s = 3.81 > 1,50$

Tabla 5.1: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)

Fuente: Autor.

La superficie de falla circular de este talud el centro se encuentra ubicado en $X = 12.30\text{m}$, $Z = 14.14$ y radio $R = 18.53$

Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

5.1.2 METODO DE FELLINIUS

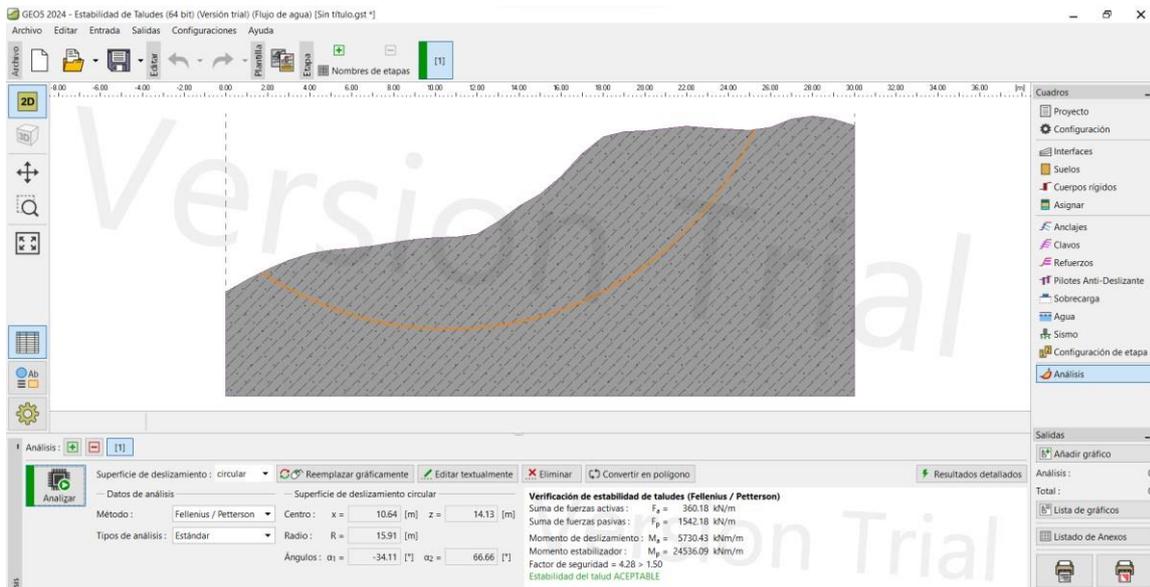


Figura 5.2: Análisis de estabilidad de taludes (MÉTODO DE FELLINIUS). Tipo de análisis(ESTANDAR)

Fuente: Autor.

VERIFICACION DE ESTABILIDAD DE TALUDES

SUMA DE FUERZAS ACTIVAS	$F_a = 570.39 \text{ Kn/m}$
SUMA DE FUERZAS PASVIAS	$F_p = 2105.63 \text{ Kn/m}$
MOMENTO DE DESLIZAMIENTO	$M_a = 10569.25 \text{ kNm/m}$
MOMENTO ESTABILIZADOR	$M_p = 39017.39 \text{ kNm/m}$
FACTOR DE SEGURIDAD	$F_s = 3.69 > 1,50$

Tabla 5.2: Verificación de estabilidad de taludes (FELLINIUS)

Fuente: Autor.

La superficie de falla circular de este talud el centro se encuentra ubicado en $X = 12.30\text{m}$, $Z = 14.14$ y radio $R = 18.53$

Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

5.2 TIPO DE ANALISIS OPTIMIZACIÓN

5.2.1 METODO BISHOP

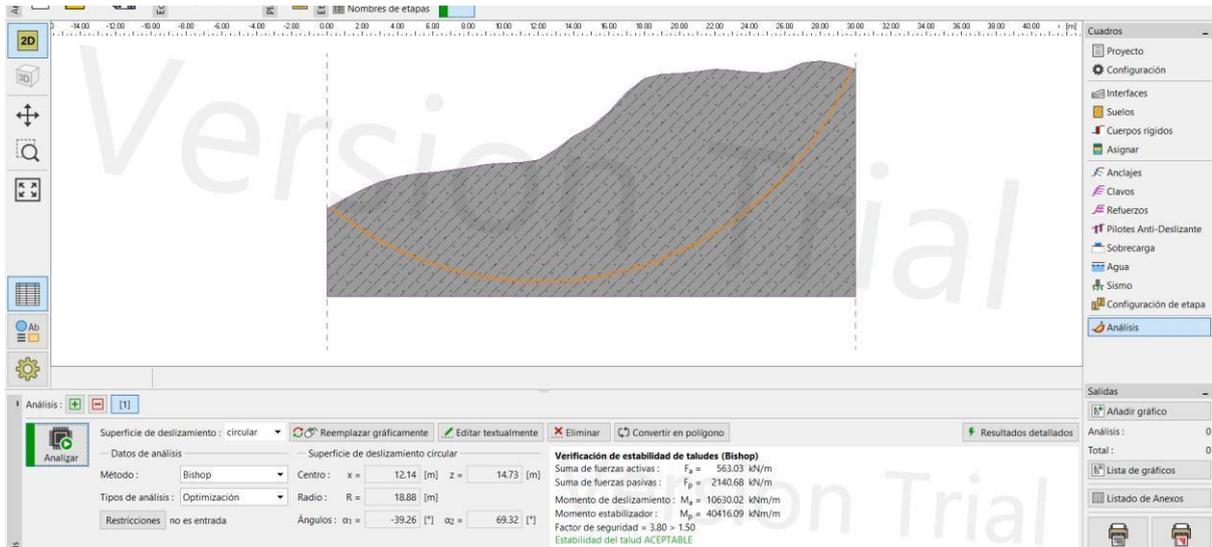


Figura 5.3: Análisis de taludes (MÉTODO DE BISHOP). Tipo de análisis(OPTIMIZACIÓN)

Fuente: Autor

VERIFICACION DE ESTABILIDAD DE TALUDES

SUMA DE FUERZAS ACTIVAS	Fa= 558.72Kn/m
SUMA DE FUERZAS PASVIAS	Fp= 2124.31 Kn/m
MOMENTO DE DESLIZAMIENTO	Ma= 10660.36 kNm/m
MOMENTO ESTABILIZADOR	Mp= 40531.75 kNm/m
FACTOR DE SEGURIDAD	Fs= 3.80 > 1,50

Tabla 5.3: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)

Fuente: Autor.

La superficie de falla circular de este talud el centro se encuentra ubicado en X= 12,05m, Z= 15,06 y radio R= 19,08

Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

5.2.2 METODO FELLENIUS

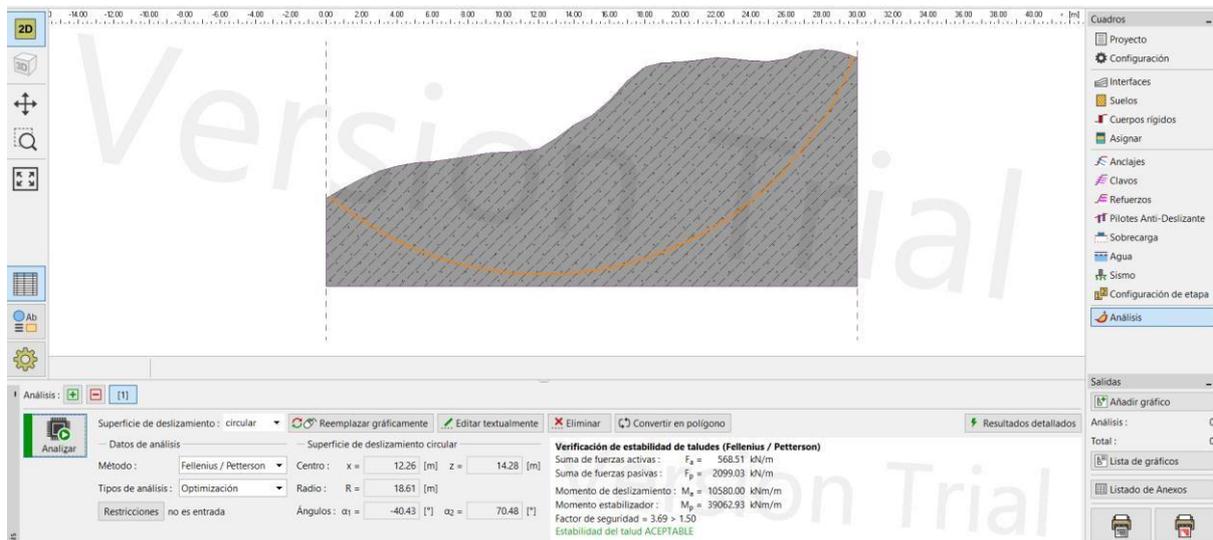


Figura 5.4: Análisis de estabilidad de taludes (METODO FELLENIUS).

Fuente: Autor.

VERIFICACION DE ESTABILIDAD DE TALUDES

SUMA DE FUERZAS ACTIVAS	$F_a = 570.39$ Kn/m
SUMA DE FUERZAS PASVIAS	$F_p = 2105.63$ Kn/m
MOMENTO DE DESLIZAMIENTO	$M_a = 10569.25$ kNm/m
MOMENTO ESTABILIZADOR	$M_p = 39017.39$ kNm/m
FACTOR DE SEGURIDAD	$F_s = 3.69 > 1,50$

Tabla 5.4: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)

Fuente: Autor.

La superficie de falla circular de este talud el centro se encuentra ubicado en $X = 12,30$ m, $Z = 14.14$ y radio $R = 18.53$

Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

5.3 TIPO DE ANALISIS BUSQUEDA DE GRILLA

5.3.1 METODO BISHOP

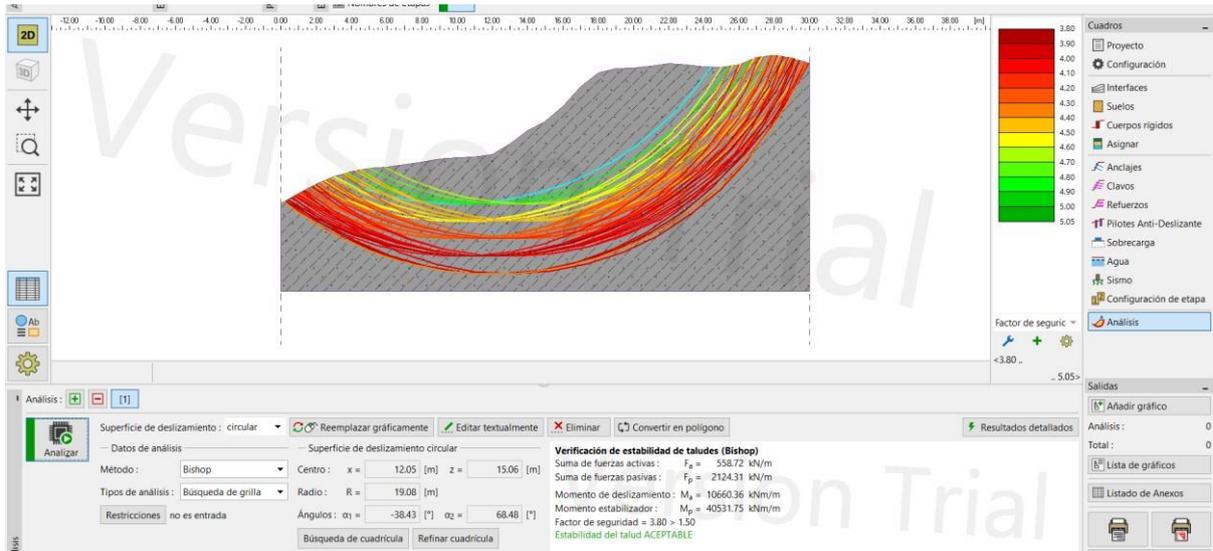


Figura 5.5: Análisis de estabilidad de taludes (METODO BISHOP).

Fuente: Autor.

VERIFICACION DE ESTABILIDAD DE TALUDES

SUMA DE FUERZAS ACTIVAS	Fa= 570.39 Kn/m
SUMA DE FUERZAS PASVIAS	Fp= 2171.10 Kn/m
MOMENTO DE DESLIZAMIENTO	Ma= 10569.25 kNm/m
MOMENTO ESTABILIZADOR	Mp= 40230.46 kNm/m
FACTOR DE SEGURIDAD	Fs= 3.81 > 1,50

Tabla 5.5: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)

Fuente: Autor.

La superficie de falla circular de este talud el centro se encuentra ubicado en X= 12,30m, Z= 14.14 y radio R= 18.53

Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

5.3.2 METODO FELLENIUS

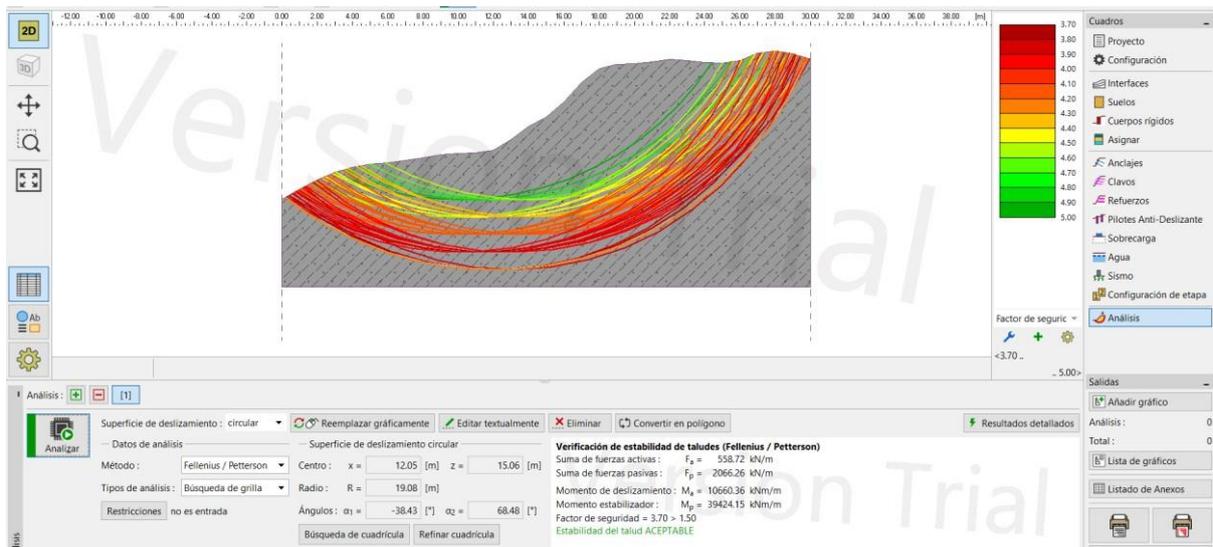


Figura 5.6: Análisis de estabilidad de taludes (METODO FELLENIUS).

Fuente: Autor.

VERIFICACION DE ESTABILIDAD DE TALUDES

SUMA DE FUERZAS ACTIVAS	Fa= 570.39 Kn/m
SUMA DE FUERZAS PASVIAS	Fp= 2105.63 Kn/m
MOMENTO DE DESLIZAMIENTO	Ma= 10569.25 kNm/m
MOMENTO ESTABILIZADOR	Mp= 39017.39 kNm/m
FACTOR DE SEGURIDAD	Fs= 3.69 > 1,50

Tabla 5.6: Verificación de estabilidad de taludes (BISHOP)

Fuente: Autor.

La superficie de falla circular de este talud el centro se encuentra ubicado en X= 12,30m, Z= 14.14 y radio R= 18.53

Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

6 CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Después de realizar el ensayo triaxial consolidado no drenado se pudo llegar a notar que el Angulo de fricción era bastante bajo muy diferente a la cohesión que era bastante elevada por ende podemos llegar a intuir que las partículas del suelo del talud se mantienen muy bien unidas y por este motivo al realizar los análisis se determino que el talud es estable.
- Debido a que al momento de realizar los análisis se determino que el talud es estable no hay necesidad de indicar algún tipo de contramedida ya que el talud no es propenso a sufrir un movimiento de tierras.
- Con la implementación del software GEO5 el modelado, así como el análisis del talud fue bastante sencillo ya que con los datos obtenidos del ensayo triaxial (CU) se ingresaron los datos necesarios para poder enviar a analizar al programa y así pueda indicarnos si el talud era estable o no.

6.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda que al momento de realizar el estudio de suelos para la toma de muestras se tiene que hacer un hueco bastante grande por motivo de que se necesitaría al menos un bloque inalterado de 30X30 debe ser inalterado ya que con eso se puede identificar mejor la cohesión del suelo como su Angulo de fricción.
- A pesar de que el talud sea estable es necesario recalcar que por lo menos si se va a construir en el terreno se tiene que realizar otro estudio de suelos y análisis por motivo de que el clima del ecuador esta cambiando constantemente en especial la lluvia puede afectar bastante en la estabilidad del talud ahorita puede ser estable pero pasado el tiempo eso puede llegar a cambiar.
- Se recomienda tener en cuenta al momento de realizar el perfil del terreno que este se haga correctamente ya que al importar esos datos al GEO5 si esta mal hecho el perfil todos los datos que el programa nos pueda brindar serán erróneos.

7 CAPITULO VII: BIBLIOGRAFIA

- 1) Alejano, R. (2004). *Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid.
- 2) Ayala Carcedo, F. J. (2006). *MANUAL DE INGENIERIA EN TALUDES* . ESPAÑA : Instituto Geológico y Minero de España.
- 3) Barrera, S. &. (2004). *Análisis de estabilidad de presas de relave-Práctica Chilena*. Chile.
- 4) Budhu, M. (2010). *MECHANICS AND FOUNDATIONS*. Wiley.
- 5) CRESPO VILLALAZ, C. (1995). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa.
- 6) DIAZ, J. S. (1998). *DESLIZAMIENTOS Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN ZONAS TROPICALES* . COLOMBIA: Publicaciones UIS .
- 7) DIAZ, J. S. (2009). *DESLIZAMIENTOS*. Colombia : Publicaciones UIS .
- 8) HENKE, K. ((1971). *Estabilización de taludes con drenes horizontales y electromosis*. Madrid: Rugarte S.L.
- 9) HENKEL, A. y. (1962). *The measurement of soil*. Londres.
- 10) Hunt, R. E. (2007). *Geotechnical Engineering Investigation Handbook*. The Netherlands: Taylor & Francis/Balkema.
- 11) JIMENEZ SALAS, J. y. (1991). *Geotecnia y Cimentaciones, Propiedades del suelo y las rocas*. España: Rueda.
- 12) Juárez Badillo, E. R. (1976). ``MECANICA DE SUELOS TOMO II TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECANICA DE SUELOS ``. MEXICO: LIMUSA .
- 13) Londoño, M. &. ((2016). *Comportamiento de parámetros geomecánica en taludes compuesto por*. Colombia: Universidad La Gran Colombia.
- 14) Luis. (1973). *Estudio elastoplástico de taludes*, Editorial ETS. Madrid: Editorial ETS.
- 15) Oliva González, A. ((2015). *Estabilidad de taludes y laderas. Análisis Cuantitativo Y Cuantitativo*. México.
- 16) Pilot, G. (1970). *Estabilidad de Taludes en Carretera*. Grenole.
- 17) Suarez Burgoa, L. O. (2016). *Analisis de estabilidad de taludes*. MEDELLIN .

- 18) Suárez, J. (1998). Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Colombia.
- 19) SUTTON, B. (2000). *Problemas de mecánica del suelo*. Madrid : Bellisco.
- 20) TAYLOR, D. W. (2020). *Principios fundamentales de la mecánica de*. México: Continental.
- 21) Valiente Sanz, R. S. (2016). ESTABILIDAD TALUDES, CONCEPTOS BÁSICOS, PARÁMETROS DE DISEÑO Y MÉTODOS DE CÁLCULO. *Asociación de Estudiantes Civilizate, Pontificia Universidad Católica del Perú*, 5.