



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN LA ZONA EL
VERGEL UBICADO EN EL CANTÓN EL GUABO PROVINCIA DE EL
ORO

RAMIREZ VELASQUEZ EDWIN JAZMANY
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2023



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN LA ZONA
EL VERGEL UBICADO EN EL CANTÓN EL GUABO PROVINCIA
DE EL ORO

RAMIREZ VELASQUEZ EDWIN JAZMANY
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2023



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO TITULACIÓN
PROYECTO TÉCNICO

DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN LA ZONA EL VERGEL
UBICADO EN EL CANTÓN EL GUABO PROVINCIA DE EL ORO

RAMIREZ VELASQUEZ EDWIN JAZMANY
INGENIERO CIVIL

CABRERA GORDILLO JORGE PAUL

MACHALA, 13 DE MARZO DE 2023

MACHALA
2023

EDWIN RAMIREZ

INFORME DE ORIGINALIDAD

1 %

INDICE DE SIMILITUD

1 %

FUENTES DE INTERNET

0 %

PUBLICACIONES

0 %

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1

es.scribd.com

Fuente de Internet

1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 1%

Excluir bibliografía

Activo

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, RAMIREZ VELASQUEZ EDWIN JAZMANY, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN LA ZONA EL VERGEL UBICADO EN EL CANTÓN EL GUABO PROVINCIA DE EL ORO, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 13 de marzo de 2023



RAMIREZ VELASQUEZ EDWIN JAZMANY
0704133917

DEDICATORIA

Dedico mi proyecto principalmente a Dios, por ser la guía en mi camino.

A mi madre, por su paciencia y firme creencia en mí y mis conocimientos para seguir hacia adelante.

También a mi hermano, por brindarme su apoyo moral en esas noches que tocaba investigar.

Y, finalmente, mi esposa y mi hija hermosa, mujer creyente en mi valor y la inspiración diaria a cumplir todas mis metas, son todo para mí y dedico todo mi esfuerzo y dedicación a ustedes, mi familia.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a mis queridos profesores, los llevaré conmigo en mí transitar profesional.

Al finalizar este trabajo quiero utilizar este espacio para agradecer a Dios por todas sus bendiciones, a mi madre que han sabido darme su ejemplo de trabajo y honradez y a mi esposa Anahí, por su apoyo y paciencia en este proyecto de estudio.

Hoy me toca cerrar un capítulo maravilloso en esta historia de vida y no puedo dejar de agradecerles por su apoyo y constancia.

RESUMEN

El presente estudio tiene como objetivo analizar los deslizamientos de tierra en la ladera natural ubicada en el sector El Vergel, mediante el análisis de las propiedades del suelo y la aplicación de métodos de cálculo para determinar el factor de seguridad de la ladera. Para la correcta exploración del suelo se implementó la Norma Ecuatoriana de la Construcción en relación a Geotecnia y Cimentaciones, así mismo los diversos ensayos realizados en laboratorio fueron llevados a cabo en las instalaciones de la facultad de Ingeniería Civil y están regidos a las especificaciones técnicas presentes en las normas INEN y ASTM, los cuales se detallan en este escrito. Para este estudio se realizó un sondeo en el sector El Vergel perteneciente a la ciudad de El Guabo en donde se procedió a realizar una excavación de seis metros de profundidad, de aquí se realizaron seis sondeos procediendo a tomar una muestra por cada metro de excavación, en esta excavación se extrajeron dos muestras en tubos shelbys haciendo uso del respectivo equipo para la extracción, el cual está conformado por un molde cilíndrico y el martillo extractor y fue facilitado por el laboratorio de suelos de la facultad de Ingeniería Civil, a través de este ensayo se logró determinar la resistencia al corte del suelo a la profundidad de 2 y 6 metros. Este valor es determinante para el cálculo del factor de seguridad en la ladera. Una vez realizado todos los ensayos en laboratorio se procedió a realizar la estratigrafía del suelo, el cual nos permitió conocer cuál era la composición del suelo desde la superficie hasta los seis metros de profundidad, aquí se podrá identificar si en la ladera existe presencia de niveles freáticos o si es una ladera con condición drenada. La presencia del agua resulta ser un problema grave para la estabilidad de la ladera, puesto que, este fluido ocasiona que el suelo se ablande, aumenten los esfuerzos cortantes y pierdan sus propiedades resistivas provocando la falla de la ladera. Existen dos tipos de fallas analizados en este estudio, rotacional y traslacional, pueden llegar a provocar catástrofes como deslizamientos, desprendimientos, volcamientos de la tierra, entre otros, debido a que el peso del suelo es mucho mayor a la capacidad de resistencia al corte que posee el suelo de la ladera, solo en nuestro país se han registrado 7771 deslizamientos de tierra a partir del año 1970 a 2019, estos datos convierten a este fenómeno natural en una potente amenaza para nuestro país. Con la estratigrafía del suelo conocida se procedió a realizar un estudio acerca de los métodos de análisis de estabilidad de laderas logrando escoger tres métodos de cálculo de acuerdo a la información que se tiene a la mano, criterios y condiciones adoptados. Actualmente existen un sinnúmero de métodos para analizar la estática de taludes o laderas, los métodos que se estudiarán en este escrito son los siguientes, método de equilibrio límite de Hoek y Bray el cual se trata de una

combinación de esfuerzos y momentos existentes en la ladera, método de taludes finitos con condición drenada, y el método de las dovelas o rebanadas, cada uno de estos métodos ayudó a determinar el factor de seguridad y las condiciones de equilibrio de la ladera.

Palabras clave: Estabilidad, ladera, talud, factor de seguridad, métodos de equilibrio límite, método de las dovelas, método de elementos finitos.

ABSTRACT

The objective of this study is to analyze landslides in an alluvial soil in the El Vergel sector, through the analysis of soil properties and the application of calculation methods to determine the safety factor of the slope. For the correct exploration of the soil, the Ecuadorian Construction Standard was implemented in relation to Geotechnics and Foundations, likewise the various tests carried out in the laboratory were carried out in the facilities of the Faculty of Civil Engineering and are governed by the present technical specifications. in the INEN and ASTM standards, which are detailed in this writing. For this study, a survey was carried out in the El Vergel sector belonging to the city of El Guabo, where an excavation of six meters deep was carried out, from here six pits were extracted and a sample was taken for each meter of depth. excavation, in this excavation two samples were extracted in shelly tubes using the respective equipment for the extraction, which is made up of a cylindrical mold and the extractor hammer and was provided by the soil laboratory of the Faculty of Civil Engineering, through from this test it was possible to determine the resistance to soil cutting at the depth of 2 and 6 meters. This value is decisive for the calculation of the safety factor on the slope. Once all the laboratory tests were carried out, the soil stratigraphy was carried out, which allowed us to know what the composition of the soil was from the surface to six meters deep, here it will be possible to identify if there is a presence of levels on the slope. water tables or if it is a slope with a drained condition. The presence of water turns out to be a serious problem for the stability of the slope, since this fluid causes the soil to soften, increase the shear stresses and lose its resistive properties, causing the failure of the slope. There are two types of failures analyzed in this study, rotational and translational, they can cause catastrophes such as landslides, landslides, land overturning, among others, due to the fact that the weight of the soil is much greater than the shear resistance capacity It has the soil of the hillside, only in our country 7771 landslides have been registered from the year 1970 to 2019, these data make this natural phenomenon a powerful threat to our country. With the known soil stratigraphy, a study was carried out on the slope stability analysis methods, managing to choose three calculation methods according to the information at hand, criteria and conditions adopted. Currently there are a number of methods to analyze the statics of slopes or slopes, the methods that will be studied in this paper are the following, the Hoek and Bray limit equilibrium method, which is a combination of efforts and moments existing on the slope, method of finite slopes with drained condition, and the method of voussoirs or slices, each of these methods helped to determine the factor of safety and the equilibrium conditions of the slope.

Keywords: Stability, slope, factor of safety, limit equilibrium methods, segment method, finite element method.

ÍNDICE

Dedicatoria	1
Agradecimiento	2
Resumen	3
Abstract	5
Índice.....	7
Introducción.....	14
Capítulos	15
1. Capítulo I. Diagnóstico del problema.....	15
1.1. Contextualización y descripción del problema objeto de intervención	15
1.2. Objetivos del proyecto técnico.....	15
1.2.1. Objetivo General	15
1.2.2. Objetivos específicos	15
1.3. Justificación e importancia del proyecto técnico	16
2. Capítulo II. Estudios de factibilidad de solución adoptada	17
2.1. Estudios de ingeniería para la definición de alternativas, técnicas de solución y sus escenarios.....	17
2.1.1. Situación Geográfica	17
2.1.2. Información geotécnica basada en la estabilización de laderas.....	17
2.1.3. Normativas.....	18
2.1.4. Métodos para la exploración del suelo.....	19
2.1.5. Ensayos de campo.....	20
2.1.6. Número de sondeos	20
2.1.7. Ensayos de laboratorio.....	20
2.1.8. Propiedades geotécnicas del suelo	21
2.1.8.1. Relación pesos – volúmenes de una masa de suelo.....	22
2.1.8.2. Relación de vacíos.....	23
2.1.8.3. Contenido de humedad	23
2.1.8.4. Peso específico húmedo	24
2.1.8.5. Peso específico seco	24
2.1.8.6. Peso específico saturado	24

2.1.9.	Granulometría	25
2.1.9.1.	Granulometría por lavado sobre la malla No. 200	25
2.1.10.	Plasticidad de los suelos	27
2.1.10.1.	Límites de Atterberg.....	27
2.1.10.2.	Límite Líquido	28
2.1.10.3.	Límite plástico.....	30
2.1.10.4.	Índice de plasticidad.....	31
2.1.10.5.	Compresibilidad de los suelos	32
2.1.11.	Clasificación de los suelos.....	32
2.1.11.1.	Sistema de Clasificación de los suelos SUCS	33
2.1.11.2.	Sistema de clasificación de los suelos AASHTO.....	33
2.2.	Resistencia al corte de un suelo.....	33
2.2.1.	Angulo de fricción interna	34
2.2.2.	Cohesión del suelo.....	35
2.3.	Ensayo de penetración estándar SPT	35
2.4.	Capacidad portante.....	36
2.5.	Taludes.....	38
2.5.1.	Definición de talud.....	38
2.5.2.	Partes que componen un talud	38
2.5.3.	Definición de estabilidad.....	39
2.5.4.	Factores que influyen en la estabilidad de taludes	40
2.5.5.	Clasificación de movimientos de tierra en masa.....	43
2.5.6.	Factor de seguridad	48
2.5.7.	Métodos para determinar el factor de seguridad en laderas	49
2.5.7.1.	Método de las dovelas o rebanadas	50
2.5.7.2.	Análisis de un talud finito (superficie circular de falla cilíndrica).....	52
2.5.7.3.	Método de Hoek y Bray	55
2.6.	Prefactibilidad	63
2.7.	Factibilidad	63
2.8.	Identificación de la alternativa de solución viable para su diseño	64
3.	Capítulo III. Diseño definitivo de la alternativa de solución	65

3.1.	Concepto del Prototipo.....	65
3.2.	Memoria Técnica	65
3.2.1.	Caracterización del suelo	65
3.2.2.	Ensayos de laboratorio.....	66
3.2.3.	Perfil estratigráfico del suelo.....	83
3.2.4.	Cálculo del factor de seguridad mediante los ábacos de Hoek y Bray.....	84
3.2.5.	Cálculo del factor de seguridad mediante el método de taludes finitos (Condición drenada).....	93
3.2.6.	Método de las dovelas para calcular el factor de seguridad	102
3.3.	Presupuesto	118
3.3.1.	Presupuesto estimado.....	118
3.3.2.	Programación de Obras	119
3.	CONCLUSIONES.....	120
4.	Recomendaciones.....	121
5.	Bibliografía.....	122
6.	ANEXOS.....	127
6.1.	Memoria fotográfica	127

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Ubicación de la zona de estudio. Coordenadas UTM. Fuente: Elaboración propia	17
Tabla 2 Normativa para ensayos en campo y laboratorio. Fuente: Elaboración propia	19
Tabla 3 Número mínimo de sondeos. Fuente: NEC-SE-GC-Geotecnia y cimentaciones 2015.....	20
Tabla 4 Profundidad mínima de los sondeos. Fuente: NEC-SE-GC-Geotecnia y cimentaciones 2015	21
Tabla 5 Tamaño de mallas para el análisis granulométrico. Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das. 2012.....	26
Tabla 6 Tamices a usar por el método de lavado. Fuente: Elaboración propia	27
Tabla 7 Intervalos de plasticidad en suelos. Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos. 2010	31
Tabla 8 Intervalos del índice de compresibilidad. Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos. 2010	32
Tabla 9 Factores de forma de capacidad de carga, Fuente: Vasic, 1973	37
Tabla 10 Peso unitario del suelo en las diferentes calicatas. Fuente: Elaboración propia	80
Tabla 11 Granulometría mediante el método de lavado. Fuente: Elaboración propia ..	81
Tabla 12 Determinación de los límites de Atterberg. Fuente: Elaboración propia	81
Tabla 13 Ensayo de compresión simple a los 2,00 y 6,00 metros de profundidad. Fuente: Elaboración propia	81
Tabla 14 Estratigrafía del suelo. Fuente: Elaboración propia.....	83
Tabla 15. Presupuesto. Fuente: Elaboración propia	118
Tabla 16 Cronograma de actividades. Fuente: Elaboración propia.....	119

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación de la zona de estudio. Fuente: Google Maps	17
Figura 2 Modelo de tres fases de una muestra de suelo. Fuente: Geomecánica Gonzalo Duque Escobar y Carlos Enrique Escobar. 2016.....	22
Figura 3 Esquema de una muestra de suelo. Fuente: Geomecánica Gonzalo Duque Escobar y Carlos Enrique Escobar. 2016	23
Figura 4 Esquema de un suelo bien graduado (A) y mal graduado (B). Fuente: César Guillen, Alberto Muñoz	25
Figura 5 Límites de Atterberg. Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das	28
Figura 6 Equipo para determinar el límite líquido. Fuente: Autor	29
Figura 7 Esquema gráfico de la muestra de suelo. Fuente: Fundamentos de ingeniería en cimentaciones, Braja M. Das	34
Figura 8 Fuerzas verticales para determinar $q_{m\acute{a}x}$. Fuente: Elaboración de un manual para la estabilización de taludes, Oquendo Diana y Quintero Astrid.....	37
Figura 9 Falla en un talud. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das	38
Figura 10 Partes de un Talud. Fuente: ABC Geotechnical Consulting.....	39
Figura 11 Efecto de la erosión Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis	41
Figura 12 Talud bajo lluvia. Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis.....	41
Figura 13 Efecto de un sismo en el talud Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis.....	42
Figura 14 Aspectos geológicos que ocasionan la falla del talud. Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis	42
Figura 15 Sobrecarga en la corona del talud. Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis.....	43
Figura 16 Excavación al pie del talud. Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis	43
Figura 17 Esquema de un desprendimiento. Fuente: Diagnóstico de taludes urbanos, Eduardo del Río	44
Figura 18 Esquema de un volcamiento. Fuente: Diagnóstico de taludes urbanos, Eduardo del Río	45
Figura 19 Esquema de un deslizamiento. Fuente: Diagnóstico de taludes urbanos, Eduardo del Río	46

Figura 20 Deformación por expansión lateral. Fuente: Diagnóstico de taludes urbanos, Eduardo del Río	46
Figura 21 Falla rotacional en un talud. Fuente: Estabilidad de taludes con anclas, Valladares Paúl	47
Figura 22 Falla traslacional en un talud. Fuente: Estabilidad de taludes con anclas, Valladares Paúl	47
Figura 23 Análisis de estabilidad por el método ordinario de dovelas. Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.	51
Figura 24 Fuerzas actuantes en la n-ésima dovela. Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.....	52
Figura 25 Análisis en suelos homogéneos. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das.	53
Figura 26 Equilibrio de fuerzas en suelos homogéneos. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das.....	53
Figura 27 Número de estabilidad de Taylor. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das.	55
Figura 28 Condiciones de drenaje en un talud. Fuente: Hoek y Bray, 1981	57
Figura 29 Ábaco caso 1 de Hoek y Bray	58
Figura 30 Ábaco caso 2 de Hoek y Bray	58
Figura 31 Ábaco caso 3 de Hoek y Bray	59
Figura 32 Ábaco caso 4 de Hoek y Bray	59
Figura 33 Ábaco caso 5 de Hoek y Bray	60
Figura 34 Ubicación del centro del círculo crítico. Fuente: Hoek y Bray, 1981.....	60
Figura 35 Ubicación del centro del círculo crítico para falla de pie. Fuente: Hoek y Bray, 1981	61
Figura 36 Ubicación de la posición crítica de la fisura por tensión. Fuente: Hoek y Bray, 1981	61
Figura 37 Ubicación del centro del círculo crítico. Fuente: Hoek y Bray, 1981.....	62
Figura 38 Ubicación del centro del círculo crítico para falla de pie. Fuente: Hoek y Bray, 1981	62
Figura 39 Ubicación de la posición crítica de la fisura por tensión. Fuente: Hoek y Bray, 1981	63
Figura 41 Condiciones de la presión intersticial para la selección de los ábacos. Fuente: Estabilidad de taludes en suelo. Cálculo, Luis Ortuño	85
Figura 42 Ábaco de Hoek y Bray para el caso 1. Fuente: Hoek y Bray, 2001	85
Figura 43 Condiciones de la presión intersticial para la selección de los ábacos. Fuente: Estabilidad de taludes en suelo. Cálculo, Luis Ortuño	90

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1 Excavación para la extracción de las muestras de suelo	127
Anexo 2 Extracción de tubo Shelby a 6,00 m	127
Anexo 3 Extracción de tubo Shelby a 2,00 m	128
Anexo 4 Excavación para extracción de muestras	128
Anexo 5 Granulometría por lavado de la muestra de suelo	129
Anexo 6 Ensayo de contenido de humedad del suelo	129
Anexo 7 Equipo utilizado para el ensayo del límite líquido	130
Anexo 8 Muestra tomada del ensayo del límite líquido	130
Anexo 9 Cuarteo para la extracción de la muestra en el ensayo del límite líquido.....	131
Anexo 10 Ensayo del límite plástico de la muestra de suelo	131
Anexo 11 Extracción de la muestra de suelo del tubo Shelby	132
Anexo 12 Preparación de la muestra de suelo para el ensayo de compresión simple	132
Anexo 13 Tallado del cilindro para el ensayo de compresión simple	133
Anexo 14 Toma de las dimensiones de la muestra cilíndrica de suelo	133

INTRODUCCIÓN

El análisis de los deslizamientos de tierra través del factor de seguridad se refiere a la capacidad de una masa de suelo o roca para resistir la acción de las fuerzas externas que actúan sobre la ladera natural, manteniendo su forma y posición. Se pueden encontrar laderas en diversos lugares, como en carreteras, presas, canteras, laderas naturales, entre otros.

La obtención del factor de seguridad de la ladera puede verse afectado por varios factores, como su geometría, la presencia de agua, la naturaleza del suelo, la acción del viento, la actividad sísmica, entre otros, todos estos factores ocasionan la inestabilidad en la ladera y esta a su vez puede manifestarse de diversas formas, como en deslizamientos, caídas de rocas, deformaciones, etc.

La evaluación de la estabilidad en la ladera a través del factor de seguridad es esencial para garantizar la seguridad de las personas y de las infraestructuras cercanas (si fuera el caso). Para ello, se emplean técnicas de análisis geotécnico que permiten determinar las condiciones de equilibrio y la resistencia de los materiales que componen a la ladera, así como las fuerzas externas que actúan sobre ella e influye en el cálculo de dicho factor.

En la actualidad existen diferentes métodos para determinar el factor de seguridad de taludes, laderas, cerros, etc., algunos más comunes son los siguientes:

Método de equilibrio límite: este método se basa en el análisis de la estabilidad de laderas en función de las fuerzas que actúan sobre él. Se determina la fuerza resistente del suelo y se compara con la fuerza actuante, lo que permite establecer un factor de seguridad que indica si la ladera es estable o no.

Método de elementos finitos: se utiliza para analizar el comportamiento de la ladera ante cargas complejas. Se lo realiza mediante la división de la ladera en elementos finitos y se analiza el comportamiento de cada división en función de las condiciones de carga.

Método de las dovelas: este método se basa en el análisis de la deformación de la ladera ante las cargas actuantes. Se evalúa la resistencia al corte del suelo y se determina la capacidad que posee para resistir las deformaciones sin perder estabilidad teniendo un factor de seguridad aceptable.

Cada uno de estos métodos tiene sus propias ventajas y limitaciones, la elección del mejor método dependerá únicamente de las características específicas existentes en la ladera y, además, de los objetivos que se desean alcanzar en el análisis de estabilidad.

CAPÍTULOS

1. Capítulo I. Diagnóstico del problema

1.1. Contextualización y descripción del problema objeto de intervención

Actualmente la ciudad de El Guabo está viviendo un cambio radical en cuestión de desarrollo comercial, tanto en las vías de acceso a la ciudad, el sistema de transporte, centros públicos como hospitales, escuelas, entre otros; además se ha evidenciado que el crecimiento de la ciudad es exponencial, teniendo una mayor expansión de manera horizontal con el objetivo de lograr asentarse lo más cerca posible de las zonas donde abunda un mayor auge comercial.

La ciudad de El Guabo posee una geomorfología dominada por suelos aluviales llanos, esto debido a que el relieve de la ciudad generalmente es plano, ocupando un 82,83% del total de la superficie cantonal. El origen de las características de estos suelos es que inicialmente son transportados por un cauce desde las partes altas de la provincia debido a factores como la lluvia y el viento, de aquí suelen surgir suelos con un grado de fertilidad elevado e idóneo para la actividad agrícola. No hay que dejar atrás también el hecho de que gran parte de El Guabo está ocupada de tierras que han sido modificadas por el hombre, y, además, por zonas que son propensas a inundaciones como camaroneras y piscinas.

Una ladera es una masa de tierra que suele presentar una elevada inclinación mediante la intervención por parte del hombre con el único objetivo de lograr estabilidad, por otra parte, un caso de inestabilidad se podría dar por algún tipo de derrumbe.

1.2. Objetivos del proyecto técnico

1.2.1. Objetivo General

Determinar el factor de seguridad de la ladera natural en el sector El Vergel, mediante el análisis de las propiedades del suelo y la aplicación de los diferentes métodos de cálculo para la obtención de dicho factor y asegurar la estabilidad de la ladera.

1.2.2. Objetivos específicos

1. Identificar las variables que intervienen en el cálculo del factor de seguridad.
2. Determinar la importancia de obtener el factor de seguridad para asegurar la estabilidad de la ladera.
3. Presentar el informe de los factores de seguridad obtenidos y realizar una comparativa entre los diferentes métodos para concluir cuál es el método de cálculo más óptimo.

1.3. Justificación e importancia del proyecto técnico

La determinación del factor de seguridad de las laderas principalmente en esta zona en la que existen un porcentaje considerable de suelos arcillosos y limosos constituidos por un relieve montañoso es de gran importancia debido a diferentes factores, como la seguridad, ya que de no ser calculado puede presentar inestabilidad la ladera y puede causar graves daños a las estructuras que se encuentren cerca de la localidad y poner en riesgo la seguridad de las personas que transiten por la zona, es por ello que es esencial garantizar la estabilidad de la ladera para evitar accidentes y pérdidas humanas.

Otro factor muy importante es la eficiencia, una ladera estable es un factor crítico en el diseño de infraestructuras como carreteras, puentes, etc., ya que la evaluación adecuada de la estabilidad de las laderas permite maximizar la eficiencia de las estructuras construidas en zonas acaparadas por laderas.

Un buen análisis del factor de seguridad de la ladera contribuirá a la durabilidad de las edificaciones existentes alrededor de la misma, y es de suma importancia garantizarla. Si no se realiza un buen análisis hay posibilidad de que se de paso a deformaciones o desplazamientos que pueden provocar un desastre fatal.

En el ámbito medioambiental también es de gran interés el estudio de la estabilidad de laderas a través del factor de seguridad, puesto que, la inestabilidad puede llegar a ocasionar impactos ambientales negativos, como la erosión del suelo, la contaminación de los cueros de agua cercanos debido a derrumbes.

La determinación del factor de seguridad en las laderas es esencial para garantizar la seguridad de las personas, maximizar la eficiencia y durabilidad de las estructuras construidas en zonas con taludes, y además proteger el medio ambiente.

2. Capítulo II. Estudios de factibilidad de solución adoptada

2.1. Estudios de ingeniería para la definición de alternativas, técnicas de solución y sus escenarios

2.1.1. Situación Geográfica

Las geoformas dominantes en el cantón El Guabo son las llanuras que ocupan el 19,37% de la superficie del cantón [1]. Cabe mencionar que una considerable parte del territorio es ocupada por una geomorfología de relieve montañoso, estos terrenos suelen estar cubiertos por una abundante capa de vegetación verde que casi tiende a simular un bosque, debido a su principal característica de relieve accidentado.

La localidad en donde se llevó a cabo el estudio se encuentra en el cantón de El Guabo, el cual limita hacia el norte con los cantones Guayaquil y Camilo Ponce Enríquez, con Pasaje y Machala hacia el sur, al este con Púcara y nuevamente Pasaje y hacia el Oeste con el Océano Pacífico.

Se tomaron dos muestras en el terreno con las siguientes coordenadas:

Tabla 1 Ubicación de la zona de estudio. Coordenadas UTM. Fuente: Elaboración propia

UTM WGS84 17S	Muestra 1
Norte	9640127,336
Este	631499,770

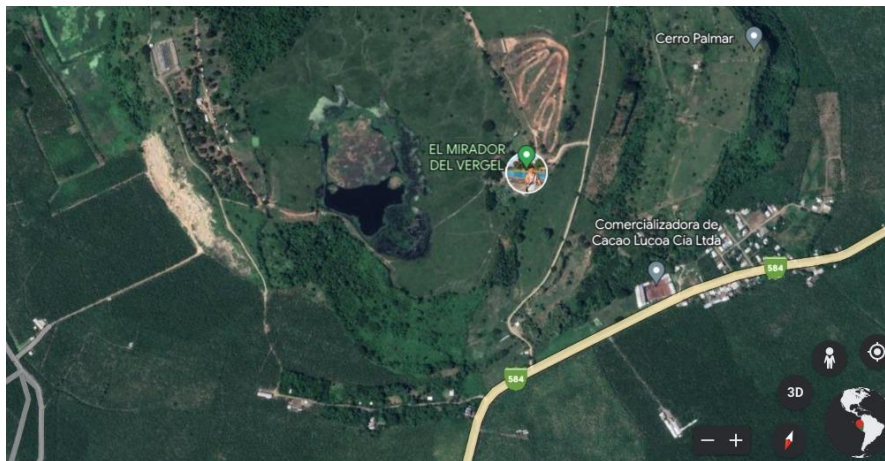


Figura 1 Ubicación de la zona de estudio. Fuente: Google Maps

2.1.2. Información geotécnica basada en la estabilización de laderas

Es muy conocido que actualmente existen una infinidad de variables que contribuyen al desarrollo de los proyectos de ingeniería, pero, un factor muy importante que debe considerarse es la naturaleza del suelo, ya que podría acarrear serias complicaciones

si no se realiza el correcto análisis de sus propiedades mecánicas [2]. Una de estas propiedades que resulta ser un gran problema en la compresibilidad que puede llegar a tener el terreno es el contenido de humedad del suelo, provocando que se dé paso a procesos de asentamiento en los cimientos de cualquier obra civil.

La geotecnia es la rama de la ingeniería en la que la mecánica de suelos, la mecánica de rocas y la geología se encuentran íntimamente relacionadas para el desarrollo de la ingeniería civil [3]. Principalmente está proyectada al conocimiento de los suelos y la capacidad de soporte que puede llegar a tener la misma. Algunos de los problemas que se presentan en esta rama de la ingeniería corresponden a condiciones del suelo en saturación parcial, relacionados con esfuerzos, deformación y flujo [4], haciendo énfasis en el esfuerzo que posee el suelo, un caso que tiene una estrecha relación con esta variable es el estudio de estabilidad de taludes.

Una de las condiciones a analizar cuando un suelo se encuentra saturado es la plasticidad de ese suelo la cual se determina mediante las pruebas de estados límites, algunos de los problemas geotécnicos relacionados a esta condición son estabilidad de laderas, capacidad de carga de cimentaciones superficiales o profundas, estabilidad de contenciones, etc. [5]. En lo que concierne a la estabilidad de laderas el diseño a realizarse considerando métodos de análisis cuantitativos para determinar los factores de seguridad se deben hacer para el caso más crítico, es decir con un estado de saturación completo.

Los deslizamientos de taludes o laderas se producen debido a que el peso de la masa de suelo es mayor que su resistencia al corte en una superficie dada [6], es por ello que es sumamente indispensable llevar a cabo los respectivos ensayos al suelo para determinar sus características.

2.1.3. Normativas

Todo proceso constructivo debe regirse a normas de estandarización para asegurar tanto el bienestar humano como el de la construcción, es así que para analizar el suelo donde se llevará a cabo la obra civil se deben realizar diversos ensayos de laboratorio y campo, siguiendo las disposiciones técnicas descritas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en el apartado CPE INEN-NEC-SE-GM 26-8 Capítulo 8: Geotecnia y cimentaciones [7].

Así mismo estas normas están basadas en normas técnicas internacionales como la ASTM (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales) y AASHTO (Asociación

Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes). En la Tabla 2 se detallan los ensayos a realizarse con sus respectivas normas:

Tabla 2 Normativa para ensayos en campo y laboratorio. Fuente: Elaboración propia

No.	Ensayo		Normativa		
1	Peso específico		NTE INEN 857		
2	Contenido de humedad		NTE INEN 890	ASTM D-2216	
3	Análisis granulométrico		NTE INEN 696	ASTM D-422	AASHTO T-88
4	Límites de Atterberg	Límite líquido	NTE INEN 691	ASTM D-423	AASHTO T-89
		Límite plástico	NTE INEN 692	ASTM D-424	AASHTO T-90
5	Índice de plasticidad		NTE INEN 692		
6	Compresión simple			ASTM D-2166	
7	Ensayo SPT		NTE INEN 689	ASTM D-1586	
8	Clasificación de los suelos	SUCS		ASTM D-2487	
		AASHTO			

2.1.4. Métodos para la exploración del suelo

En NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015 [7] en el apartado 3.4 se menciona algunas alternativas para la extracción de muestras de suelo, cada método depende de las propiedades y profundidades del suelo, a continuación, se detallan las siguientes:

Exploración directa

1. Calicatas o trincheras
2. Veletas
3. Cono estático CPT, o dinámico DCP
4. Dilatómetro
5. Ensayo de penetración estándar SPT

Exploración indirecta

1. Sondeos Eléctricos Verticales
2. Sísmica de Refracción
3. Análisis Espectral de Ondas Superficiales
4. ReMi

El sector en donde se realizará el estudio está conformado por abanicos aluviales, este tipo de suelo posee una forma similar a las terrazas en el que se forman diversos cauces que abren paso cuando las crecidas son intensas.

En el estudio de este proyecto se utilizará el método de exploración directa para determinar la resistencia del suelo mediante la aplicación del ensayo de penetración estándar SPT.

2.1.5. Ensayos de campo

Estos ensayos son un complemento a las pruebas de laboratorio para determinar las características geomecánicas del suelo. Su principal objetivo es la obtención de muestras ya sean alteradas o inalteradas y la determinación de la profundidad de su extracción [8]. Los ensayos para caracterizar el suelo, se lo realiza mediante el análisis de muestras que están alteradas y así, obtener las propiedades del material que compone el suelo, su clasificación y demás propiedades que pueden resultar muy útiles en este estudio [9].

2.1.6. Número de sondeos

Es necesario tener un adecuado conocimiento del suelo que se contempla en el proyecto, es por ello que se deben llevar a cabo sondeos de carácter exploratorios [7]. En el apartado 7.5.2 de la NEC-SE-GC-Geotecnia-y-Cimentaciones 2015; establece el número de muestras a tomar en función de la profundidad mínima de excavación, como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3 Número mínimo de sondeos. Fuente: NEC-SE-GC-Geotecnia y cimentaciones 2015

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

La profundidad del sondeo a considerar se refleja en la Tabla 4 y queda a criterio del ingeniero geotecnista la profundidad de excavación.

Se realizará una excavación de 6 metros en la zona de estudio, en la cual se extraerán seis calicatas a cada metro de profundidad, se tomarán 2 muestras con los tubos shelbys a 2 y 6 metros de profundidad, por consideración del docente tutor.

2.1.7. Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio para analizar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos son un factor indispensable en todo tipo de proyecto, ya que permite la caracterización del terreno. Algunos de los mecanismos más importantes que se realizan en laboratorio son el reconocimiento y clasificación de los suelos. Todos los ensayos que se realizan en laboratorio deben estar estrictamente normalizados para garantizar que estos cumplan con los estándares de control y calidad.

Existen un sinnúmero de variables que pueden llegar a afectar la precisión de los resultados, entre los cuales se tienen, el cumplimiento de las especificaciones que se estipulan es las distintas normativas, el funcionamiento de los equipos, el nivel de conocimiento del personal encargado, el manejo y procedimiento para la extracción de las muestras.

Tabla 4 Profundidad mínima de los sondeos. Fuente: NEC-SE-GC-Geotecnia y cimentaciones 2015

Tipo de obra civil subterránea	Profundidad de los sondeos
Losa corrida	1,5 veces el ancho.
Zapata	2,5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.
Pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote.
Grupos de pilotes	<ul style="list-style-type: none"> • Longitud total del pilote más largo, más 2 veces el ancho del grupo de pilotes. • 2,5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión.
Excavaciones	Mínimo 1,5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico o profesional afín señala una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo.
Caso particular: roca firme	<p>En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50 % de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme, de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Categoría Baja, los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales. • Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en estos apoyados. • Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2,5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.

2.1.8. Propiedades geotécnicas del suelo

Generalmente los suelos que se encuentran en su estado natural pueden llegar a resistir satisfactoriamente fuerzas a compresión, sin embargo, debido a que la resistencia está condicionada por el rozamiento interno del suelo, este no es muy eficiente para soportar las fuerzas a tracción [2]. Para caracterizar un suelo es necesario llevar a cabo una serie de pruebas en laboratorio y campo, estos ensayos son importantes para tener una idea

sobre cuál será el comportamiento que tendrá el suelo sometido a cargas de diseño para estructuras civiles.

Para el desarrollo de este escrito se han considerado únicamente los ensayos necesarios que se mencionan en la Tabla 2.

2.1.8.1. Relación pesos – volúmenes de una masa de suelo

Los pesos y volúmenes de un suelo se encuentran estrechamente ligados gracias al modelo de fases, este modelo establece que existe una separación entre pesos (W) y volúmenes (V), pues corresponde a decir que, el volumen total de una masa de suelo (V_T) es igual a la sumatoria del volumen ocupado por sólidos y el volumen de vacíos (V_V), aquel espacio que no está ocupado; a su vez, este volumen representa a los volúmenes de aire (V_A) y agua (V_W) [10]. Es por ello que se puede expresar de la siguiente manera:

$$V_T = V_V + V_S \quad (1)$$

$$V_V = V_A + V_W \quad (2)$$

Por otra parte, si hablamos de pesos cuyo significado es indiferente de las masas, no se considera el peso del aire por ser infinitamente pequeño, por consiguiente, $W_A = 0$, entonces la expresión que engloba al peso total de la muestra de suelo es la siguiente:

$$W_T = W_S + W_W \quad (3)$$

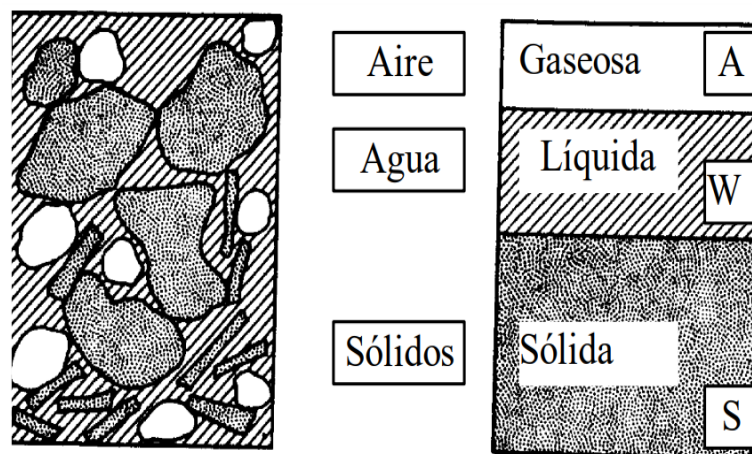


Figura 2 Modelo de tres fases de una muestra de suelo. Fuente: Geomecánica Gonzalo Duque Escobar y Carlos Enrique Escobar. 2016

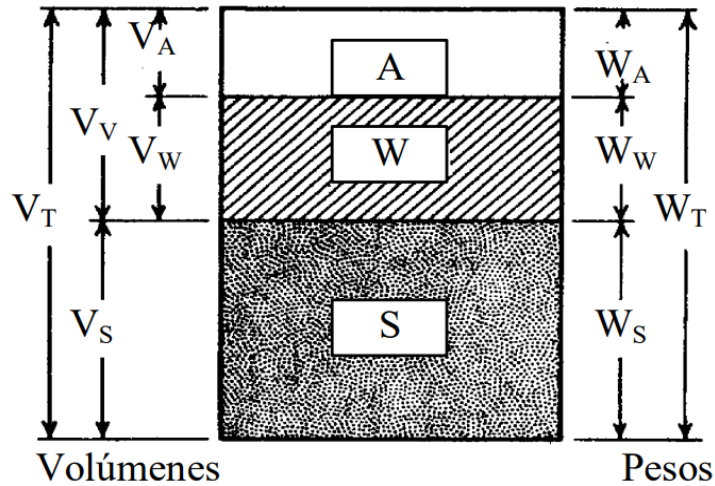


Figura 3 Esquema de una muestra de suelo. Fuente: Geomecánica Gonzalo Duque Escobar y Carlos Enrique Escobar. 2016

2.1.8.2. Relación de vacíos

Denotada por la letra e , la relación de vacíos está expresada por la relación que existe entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos, generalmente la relación de vacíos se obtiene en decimales con valores que fluctúan entre 0 e ∞ [11].

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (4)$$

Gracias a la expresión de la ecuación 4 se concluye que entre más suelto sea el suelo la relación de vacíos va a incrementar su valor.

Cuando se presenta la condición de presencia del agua en el suelo la relación de vacíos se expresa de la siguiente forma:

$$e = \frac{V_W}{V_S} \quad (5)$$

Existe un momento crítico en donde se exhibe una relación de vacíos de forma crítica, y como “ e ” no es nada más que la densidad de una masa de suelo, se puede decir que cuando se lleva a cabo este momento es que se da paso a una densidad crítica de igual forma.

2.1.8.3. Contenido de humedad

El contenido de humedad está presidido por la relación que se da por el peso del agua retenido en los poros y el peso de los sólidos del suelo que se analiza, se expresa de la siguiente forma:

$$\omega(\%) = \left(\frac{W_W}{W_S} \right) \times 100 \quad (6)$$

2.1.8.4. Peso específico húmedo

El peso específico húmedo de un suelo está dado por la relación que existe entre el peso de una masa de suelo no saturado y su volumen. Este valor puede llegar a incrementarse o disminuirse dependiendo del contenido de agua que se encuentre presente en el suelo [12], también existirá cierto porcentaje de vacíos el cuál será ocupado por agua o aire. La humedad dada en el suelo llega a modificar significativamente la densidad aparente, esto se da gracias a la transformación de los diámetros en los poros [13].

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (7)$$

en donde:

$$W = \text{peso total de la muestra de suelo} = W_S + W_W$$

El peso del aire, W_A , se desprecia

2.1.8.5. Peso específico seco

Como ya se ha mencionado una masa de suelo está conformada por una parte sólida en la que se encuentran partículas que forman ciertas estructuras que pueden llegar a dar porosidad a la masa de suelo [14]. Por lo general el peso específico del suelo tiende a presentar una variación no muy significativa, teniendo un valor de $2,65 \text{ kg/m}^3$ para las arenas y un rango entre $2,5$ y $2,9 \text{ kg/m}^3$ para las arcillas. El peso específico de un suelo seco está definido por la relación entre el peso de una masa de suelo sin ningún tipo de contenido de agua y el volumen de dicha masa.

$$\gamma_d = \frac{W_S}{V} \quad (8)$$

2.1.8.6. Peso específico saturado

El peso específico saturado está representado por una muestra de masa de suelo que se encuentra en un estado de saturación completa, superando el 100% en cuanto a porcentaje se refiere [15]. Todos los espacios en los poros se encuentran en su totalidad llenos de agua, está definido mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W}{V} \quad (9)$$

La presencia de agua en el suelo puede llegar a modificar la capacidad de infiltración tanto en la superficie como en la subsuperficie, todo esto se da gracias a la alteración física-química provocadas por la remoción en los suelos [16].

2.1.9. Granulometría

Identificar cuál es la variedad de las partículas presentes en una masa de suelo es de gran importancia, es por ello que para conocer los diferentes tamaños de estas partículas se aplica el ensayo de granulometría a los materiales, realizado a una muestra que se encuentra en estado seco [17]. Se denomina un suelo bien graduado si las partículas de la muestra de suelo presentan una correcta distribución en relación a su tamaño, esto a su vez da paso a que dicho suelo desarrolle una elevada resistencia a la compresión.

Es así que la condición ideal para que una granulometría sea exitosa es que exista variedad en los tamaños de las partículas del suelo, en la figura 3 se observa una esquematización sobre el funcionamiento que se da cuando se tienen partículas de distintos tamaños.

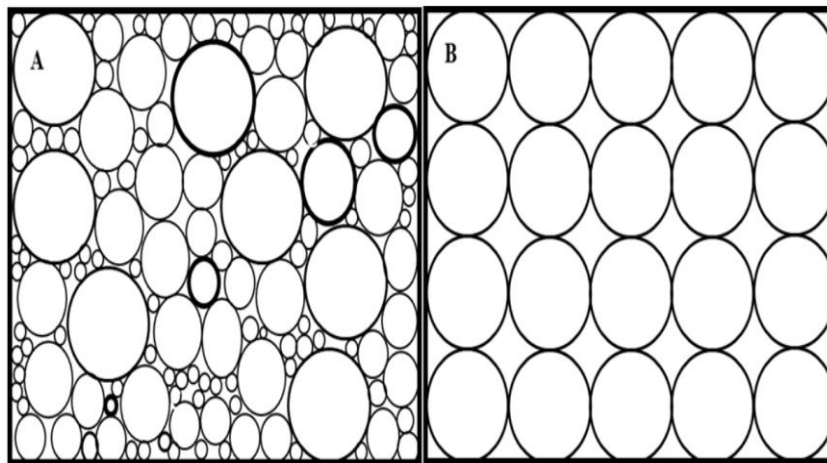


Figura 4 Esquema de un suelo bien graduado (A) y mal graduado (B). Fuente: César Guillen, Alberto Muñoz

El juego de tamices comúnmente más usados que sirven para clasificar los suelos se observan en la Tabla 5.

2.1.9.1. Granulometría por lavado sobre la malla No. 200

Cuando se requiere de un análisis a profundidad acerca de las propiedades mecánicas de una muestra de suelo es sumamente importante clasificarlo, esto se logra realizando

los ensayos pertinentes en laboratorio (insertar cita). Por las condiciones en las que se encuentra el suelo a estudiar, siendo un suelo consistente, es necesario realizar la granulometría por el método de lavado, el cual consiste en saturar totalmente la muestra de suelo extraída para llevarla a lavado pasando por el tamiz número 200, sin embargo, para obtener una mejor apreciación acerca de la diversidad en los tamaños de las partículas de suelo se debe pasar antes por el juego de tamices como se detalla en la Tabla 6. Las partículas que pasan del tamiz N° 200 tienen la característica de ser material fino denominándose arcillas y limos, por otra parte, el material retenido en este tamiz es conocido como arena y grava. Luego de este proceso se toma el material retenido en todos los tamices unificándolos para luego pasarnos por el juego de tamices de la Tabla 5 como se menciona en la sección anterior, una vez tamizada toda la muestra se procede a tomar el peso del material presente en cada tamiz y así se va obteniendo el porcentaje de material que se acumula pasando por cada tamiz.

Tabla 5 Tamaño de mallas para el análisis granulométrico. Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das. 2012

Tamiz N°	Abertura (mm)
4	4,750
6	3,350
8	2,360
10	2,000
16	1,180
20	0,850
30	0,600
40	0,425
50	0,300
60	0,250
80	0,180
100	0,150
140	0,106
170	0,088
200	0,075
270	0,053

El tamaño máximo nominal (TMN) es el tamaño del tamiz inmediatamente superior al tamiz por donde pasa el 15% o más del agregado grueso, y se lo obtiene mediante la granulometría del agregado [18].

Tabla 6 Tamices a usar por el método de lavado. Fuente: Elaboración propia

Tamiz N°	Abertura (mm)
4	4,75
10	2,00
40	0,425
200	0,075

2.1.10. Plasticidad de los suelos

La resistencia al corte posee una estrecha relación con la plasticidad en un suelo, pues, si un suelo presenta un elevado índice de plasticidad su resistencia va a disminuir convirtiéndolo en un material no apto para construcciones de soporte, la humedad del suelo es pieza clave para cambiar su consistencia por ende la plasticidad va a estar en función de la misma. La consistencia es una propiedad que mide la magnitud de la unificación de las partículas que componen al suelo si se habla de firmeza.

Un tipo de suelo que tiende a tener una mayor plasticidad son los suelos arcillosos, ya que poseen partículas finas capaces de retener la humedad debido a su naturaleza. Para cambiar el suelo de un estado a otro se deben sobrepasar ciertos límites mediante la variación de su contenido de humedad.

2.1.10.1. Límites de Atterberg

Existen varios métodos para determinar la plasticidad de un suelo, sin embargo, la teoría que más sobresale es la propuesta por Albert Atterberg quien menciona que la consistencia del suelo va variando en función de la humedad, pasando así de estados sólido a semisólido, a plástico y a líquido, a estos umbrales de cambio de estados se les denominan límites de Atterberg. Estos estudios son sumamente importantes para definir cómo actúan los suelos finos ante la presencia del agua.

Atterberg en su teoría presenta cinco estados en función de su consistencia en los que puede posicionarse un suelo denominado plástico, esto dependiendo de la humedad, a continuación, se presentan los estados de manera descendente.

Estado Líquido: La apariencia del suelo en este estado es de una suspensión.

Estado Semi-líquido: La propiedad del suelo en este tipo de estado es de un fluido viscoso.

Estado plástico: El comportamiento del suelo es de tipo plástico.

Estado Semi-sólido: En este tipo de estado el suelo tiende a estar en un estado sólido, con la única diferencia que su volumen disminuye al secar este suelo.

Estado Sólido: A diferencia del estado anterior aquí no se disminuye su volumen al someterse a secado.

Si la condición de humedad presente en los distintos límites de plasticidad es mayor, el agua presente en el suelo también será mayor, esto sin modificar la consistencia del suelo [19].

El límite líquido (LL) es aquel cuyo estado pasa de líquido a plástico en relación a su contenido de humedad, este valor viene expresado en porcentaje.

La variación entre estados plástico a semi-sólido se denomina límite plástico (LP), de igual manera está dado en porcentaje. Y por último el cambio entre estados semi-sólido a sólido se conoce como límite de contracción (LC).

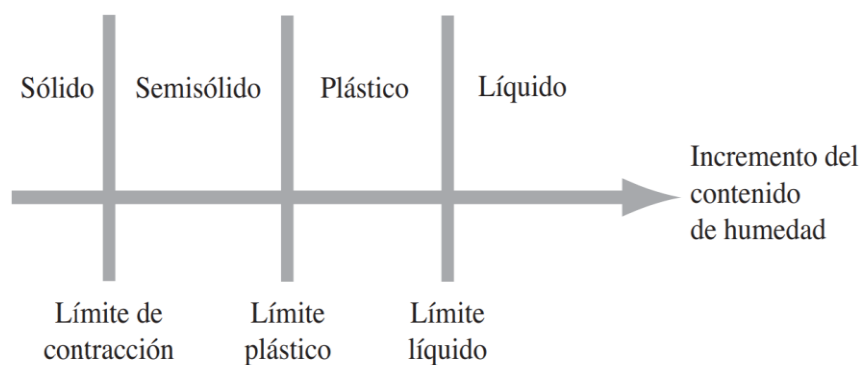


Figura 5 Límites de Atterberg. Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das

2.1.10.2. Límite Líquido

Se puede definir al límite líquido a aquel porcentaje de humedad que posee un suelo y que a su vez cambia debido a la presencia del mismo, esto se da únicamente cuando se disminuye este porcentaje de humedad haciendo que su consistencia pase de ser líquida a plástica, o, en el caso contrario si esta humedad aumenta su consistencia pasará de plástica a líquida.

El límite líquido se determina mediante ensayo de laboratorio el cual consiste en el uso de la copa de Casagrande, esta copa tiene una forma esférica cuyas características son:

- Un radio inferior de 54 milímetros
- Un espesor de 2 milímetros y,
- Un peso de 200 ± 20 gramos



Figura 6 Equipo para determinar el límite líquido. Fuente: Autor

En primer lugar, se analizará la muestra extraída de la zona de estudio, se tomará una cantidad considerable para tamizar por la malla N° 40 y así obtener un material uniforme que servirá para realizar una pasta homogénea agregándole agua, la cantidad de agua a verter quedará a criterio del observador, por consiguiente, se colocará una considerable porción de la pasta dentro del cascador de la copa de Casagrande haciendo uso de la espátula para obtener firmeza. Se procede a enrasar la masa de suelo hasta conseguir que esta masa tenga 1 cm de espesor, haciendo uso de un ranurador que generalmente viene con el juego de la copa se realiza una ranura longitudinalmente de aproximadamente unos 2 mm de ancho. A continuación, se golpea la muestra en el cascador mediante el giro de la manivela de la copa con una velocidad de 2 golpes cada segundo, al momento de observar que la masa de suelo empieza a unirse se detienen los golpes y se toma registro de cuántos golpes necesitó la muestra para unificarse, estos deben estar en un rango de 10 a 45 golpes.

Luego se dividirá la masa de suelo haciendo dos particiones tanto horizontal como vertical y se tomará la cantidad de suelo que se encuentra en el centro de esta segmentación, por último, se pesa la muestra de suelo y su recipiente (W_{ω}) para luego llevar al horno y obtener su peso seco (W_S), esto se realiza para determinar cuál es la humedad (ω) que se necesitó para alcanzar el límite líquido, haciendo uso de la siguiente fórmula:

$$\omega = \frac{W_{\omega}}{W_S} \quad (10)$$

Una vez obtenidos el número de golpes y el contenido de humedad se procede a realizar la curva de fluidez, para graficar esta curva es necesario haber hecho por lo menos cuatro muestras en la copa Casagrande, de estas cuatro muestras dos deben estar entre un rango de 10 a 25 número de golpes y las otras dos entre 25 a 45 número de golpes.

Para construir el gráfico en el eje de las ordenadas se colocará el contenido de humedad en escala natural, y el número de golpes se coloca en las abscisas en escala logarítmica. El límite líquido se determina obteniendo la ordenada en la gráfica para 25 golpes.

El significado del número de golpes necesarios para hacer que la ranura se cierre deriva de la resistencia al esfuerzo cortante que posee el suelo estudiado; mientras más se oponga el suelo a cerrar la ranura mayor es la resistencia que posee el suelo, esta resistencia va a variar de acuerdo al contenido de humedad.

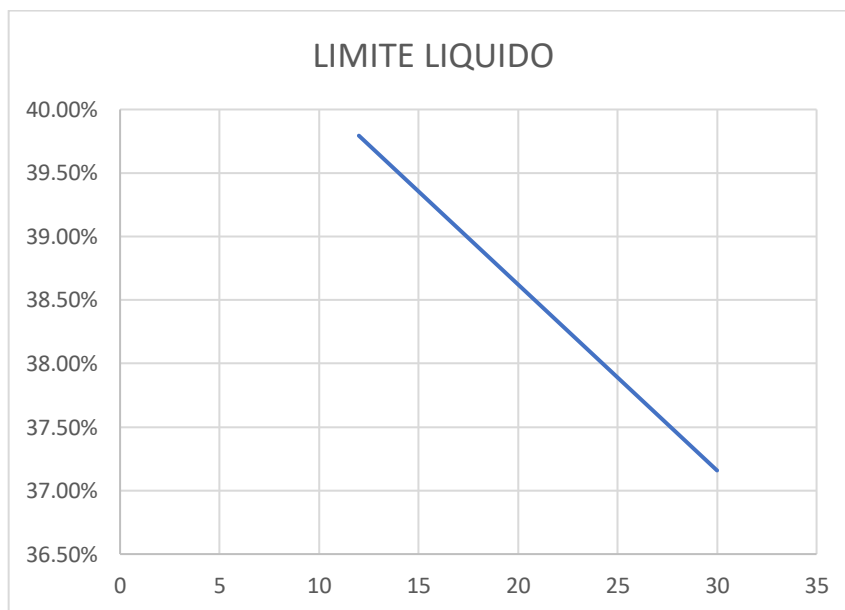


Ilustración 1 Determinación del límite líquido. Fuente: Elaboración propia

2.1.10.3. Límite plástico

El límite plástico de un suelo está representado por el contenido de agua con el cual comienza a cambiar su consistencia ya sea de plástica a semisólida o, por el contrario, de semisólida a plástica, ya sea que se disminuya o se aumente su humedad respectivamente. Básicamente se debe determinar cuál es el contenido de humedad en el suelo, para cuando los cilindros de 3 milímetros de diámetro que son amasados empiecen a agrietarse.

El procedimiento para obtener el límite plástico se basa en tomar la muestra de suelo y pasarla por el tamiz N° 40 para realizar una pasta homogénea y así formar unos cilindros

de unos 3 mm de diámetro, estos rollitos se los realiza encima de una hoja de papel debido a su propiedad de absorber la humedad de la muestra. Una vez que el rollito alcanza los 3 mm, se procede a formar una pastilla doblando y aprisionando la misma, esto se realiza hasta que se produzca el agrietamiento, es aquí donde se determina el contenido de humedad, el cual vendría a ser el límite plástico.

Particularmente las arcillas son una pieza fundamental para definir la plasticidad de un suelo por lo que la presencia de ellas es un indicativo del mismo, es por ello que se mencionan las siguientes características:

1. Los suelos que tienen un alto índice de LL y LP son aquellos que poseen un elevado contenido de arcillas.
2. El tipo de arcilla coloidal tiende a tener un LL y LP por encima de las arcillas no coloidales.
3. Existen tres tipos de suelo que no tienen plasticidad y son, arena, grava y turba.
4. En el caso de los limos, estos suelen presentar un LP levemente superior a cero.

2.1.10.4. Índice de plasticidad

Se conoce como índice de plasticidad a la cantidad en peso de suelo seco, da a conocer como varía el contenido de humedad y el intervalo que le toma al suelo mantenerse en estado plástico. Si la condición de humedad presente en los distintos límites de plasticidad es mayor, el agua presente en el suelo también será mayor, esto sin modificar la consistencia del suelo [19]. Existe un factor del cual depende si el índice de plasticidad aumenta o disminuye, y es, la cantidad de arcilla presente en el suelo, por lo que se concluye que, si existe un IP excesivo es porque hay una gran cantidad de arcillas en el suelo. En todos los casos en el que el límite plástico sea igual o mayor a límite líquido el valor del IP será igual a cero [20].

$$IP = LL - LP \quad (11)$$

De acuerdo a los siguientes tipos de materiales, se plasma un intervalo de valores para el índice de plasticidad.

Tabla 7 Intervalos de plasticidad en suelos. Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos. 2010

Suelo No Plástico (NP)	IP = 0%
Suelo de plasticidad baja	0% < IP < 7%
Suelo de plasticidad media	7% < IP < 17%
Suelo de plasticidad alta	IP > 17%

2.1.10.5. Compresibilidad de los suelos

Es aquella deformación que se da en un suelo a consecuencia de la experimentación de las distintas fases por la que está compuesto, cabe recalcar que el esfuerzo aplicado varía con el tiempo por ende no va a ser siempre proporcional a la deformación.

Principalmente la compresibilidad de un suelo se relaciona con el límite líquido de manera proporcional; al ser transmitidas las cargas en una estructura hacia el suelo, esta se comprime dando paso a asentamientos que van a estar en función de la plasticidad del suelo.

Es posible determinar los valores de rangos permitidos en asentamientos para el diseño de cimentaciones, para ello es necesario conocer el índice de compresión del suelo, aquel índice depende del límite líquido como se mencionó anteriormente y está expresada por la siguiente ecuación:

$$C_c = 0,009(LL-10) \quad (12)$$

Tabla 8 Intervalos del índice de compresibilidad. Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos. 2010

$0,0 < C_c < 0,19$	Compresibilidad baja
$0,20 < C_c < 0,39$	Compresibilidad media
$C_c > 0,40$	Compresibilidad alta

2.1.11. Clasificación de los suelos

Clasificar un suelo sirve esencialmente para ordenar ya sea de forma ascendente o descendente su rendimiento sujeto a las propiedades físicas que posee, para conocer estas propiedades es necesario llevar a cabo una serie de ensayos muy sencillos, entre los cuales se tiene el análisis granulométrico, la determinación de los límites de Atterberg, el contenido de humedad, etc.

En la actualidad existen dos sistemas principales para clasificar los suelos, el primero es la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO por sus siglas en inglés) usado con fines de construcción de carreteras, y el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS por sus siglas en inglés); la diferencia entre ambos sistemas es que este último abarca una gran variedad de problemas geotécnicos existentes.

2.1.11.1. Sistema de Clasificación de los suelos SUCS

El Sistema Unificado de Clasificación de suelos está normalizado por la ASTM D2487. En un principio fue presentado en 1932 por Arthur Casagrande para pasar a ser introducido en 1942 en el Departamento de Ingeniería. La inestabilidad de laderas está asociada a factores que tienden a ocasionar problemas geotécnicos en los mismos, como por ejemplo, la presencia de un elevado índice de humedad, el agrietamiento y dificultades en la consistencia al ser esta muy blanda [21].

El SUCS es ampliamente utilizado en ingeniería geotécnica, especialmente en los Estados Unidos, y puede proporcionar información importante sobre las características y el comportamiento de los suelos en relación con la construcción de infraestructuras.

2.1.11.2. Sistema de clasificación de los suelos AASHTO

El sistema de clasificación de suelos SUCS (acrónimo en inglés de “Sistema Unificado de Clasificación de Suelos”) es un método de categorización de suelos desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. El SUCS se basa en la textura del suelo (medida de proporción relativa de partículas de diferentes tamaños), así como en la presencia o ausencia de características específicas, como, la estructura del suelo, consistencia, contenido de materia orgánica, y color.

Este sistema clasifica los suelos en dos grandes categorías principales: los suelos granulares (como la arena o la grava) y suelos finos (como la arcilla o el limo). A partir de ahí, se utiliza una serie de subcategorías y modificadores para identificar las propiedades específicas del suelo. En suelos arcillosos por lo general se presentan minerales que tienen la característica de poseer tamaños de partículas diminutas, con una elevada capacidad de intercambiar cationes, así como también una superficie específica grande [15].

2.2. Resistencia al corte de un suelo

La resistencia al corte que presenta un suelo está definida por la relación que existe entre la máxima resistencia que soporta el suelo y el área en la que actúa esta fuerza. Si se trata de un suelo que posee cierto grado de saturación, la resistencia al corte se la determinará por medio del criterio de Mohr-Coulomb [22].

El ensayo de resistencia al corte de un suelo es una prueba utilizada para determinar la capacidad de un suelo para soportar cargas cortantes, como las que se producen en la construcción de cimentaciones y muros de contención.

El ensayo implica la aplicación de una carga de corte al suelo a través de dos placas horizontales (conocidas como cuchillas) que se colocan en contacto con el suelo en una muestra previamente preparada. Se miden la fuerza y el desplazamiento necesario para que el suelo se rompa, ya partir de estos datos se calcula la resistencia al corte del suelo en términos de esfuerzo cortante y cohesión.



Figura 7 Esquema gráfico de la muestra de suelo. Fuente: Fundamentos de ingeniería en cimentaciones, Braja M. Das

Si se define como esfuerzo efectivo, la resistencia al corte está dada por la siguiente expresión:

$$S = c + \sigma \times \tan \Phi \quad (13)$$

Donde:

- σ = esfuerzo normal efectivo
- c = cohesión del suelo
- Φ = ángulo de fricción interna

Este ensayo es utilizado en ingeniería geotécnica para evaluar la estabilidad de las estructuras en contacto con el suelo, y puede proporcionar información importante sobre las propiedades mecánicas del suelo.

2.2.1. Ángulo de fricción interna

El ángulo de fricción interna es una propiedad mecánica de los suelos y otros materiales granulares que se refiere a la resistencia al deslizamiento entre partículas del material.

Se define como el ángulo entre la superficie de falla de un material granular y la horizontal, por encima del cual el material permanece estable y por debajo del cual comienza a deslizarse.

El ángulo de fricción interna depende de varios factores, como la forma, tamaño y distribución de las partículas, la cantidad de humedad presente en el material, la presión a la que se encuentra el material y la presencia de otras sustancias en el mismo.

2.2.2. Cohesión del suelo

La cohesión es una propiedad mecánica que se refiere a la fuerza de adhesión entre las partículas del suelo. Es una medida de la capacidad del suelo para resistir las fuerzas de corte y permanecer sus partículas unidas. Esta propiedad se debe a la presencia de materiales arcillosos, arenosos o limosos en el suelo, las cuales poseen una carga eléctrica que provoca que se atraigan entre sí, dando paso a la formación de estructuras cohesivas. En contraste, los suelos granulares como la arena o la grava, tienden a tener poca o ninguna cohesión.

Si se habla de estabilidad de taludes o laderas, existe un fenómeno que se da entre la cohesión que presenta el suelo y la vegetación en la ladera, pues, estos dos factores mantienen una estrecha relación debido a que cuando se da la pérdida de raíces en la vegetación, ocasiona que disminuya la cohesión del suelo, lo que quiere decir que cuando existan fenómenos de deforestación en la zona provocará la inestabilidad de la ladera [23].

Para obtener este valor se debe realizar ensayos de laboratorio al suelo en el que se aplican cargas de corte al suelo, como el ensayo de corte directo o el ensayo de compresión no confinada. La cohesión está relacionada con el esfuerzo normal efectivo del suelo, como se muestra en la ecuación:

$$S = C_u = \frac{\sigma}{2} \quad (14)$$

La cohesión influye mucho en la capacidad del suelo para soportar cargas estructurales, resistir la erosión y la estabilización del suelo en pendientes, también puede verse afectada por factores ambientales como la humedad del suelo y la presencia de contaminantes.

2.3. Ensayo de penetración estándar SPT

Este ensayo es un método de exploración de suelos utilizados para obtener información sobre las propiedades mecánicas del suelo. El SPT implica la penetración de una barra

hueca (denominada varilla de empuje o de golpeo) en el suelo mediante una serie de golpes dados con un martillo estándar de 63,5 kg que cae desde una altura de 76 cm.

La barra de empuje se introduce en el suelo a una velocidad controlada y se golpea con el martillo para que penetre una cierta distancia en el suelo. Después de cada golpe, se mide la profundidad de penetración de la barra y la resistencia del suelo al ser penetrada.

En primer lugar, se realiza un sondeo a profundidad establecida, y posteriormente se ingresa al fondo el muestreador normalizado introduciéndolo inicialmente 15cm en la capa a penetrar, a manera de eliminar la zona superficial alterada.

Se hace una marca en la barra y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para penetrar el muestreador una longitud de (30cm) en dos series. Utilizando un martillo de 63,5kg que cae de 760mm, que equivale a una energía de 0.5kj por golpe, aproximadamente.

Entonces el #golpe total será: $N = N1 + N2$, en donde N1 corresponde al #golpes necesarios para penetrar los primeros 15 cm y N2 es el #golpes necesarios para los 15 cm restantes del muestreador.

Finalmente se abre el muestreador y se toma muestra alterada por el golpeteo, pero útil para los ensayos de contenido de Humedad, granulometría, Límites de Consistencia y peso Específico).

Culmina el ensayo cuando se da 50 golpes y no penetra 5cm o 100 golpes y no penetra 30cm, considerándose como rechazo (roca o suelo muy bueno). Ya que al pasar este límite causaría daños al equipo.

2.4. Capacidad portante

Para determinar el factor de seguridad por capacidad portante se utiliza la siguiente ecuación:

$$FS(\text{capacidad de soporte}) = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}} \quad (15)$$

Para la capacidad de soporte se recomienda un factor de seguridad de 3. Es necesario calcular todas las fuerzas verticales que actúan en la estructura para obtener la capacidad de carga máxima ($q_{\text{máx}}$).

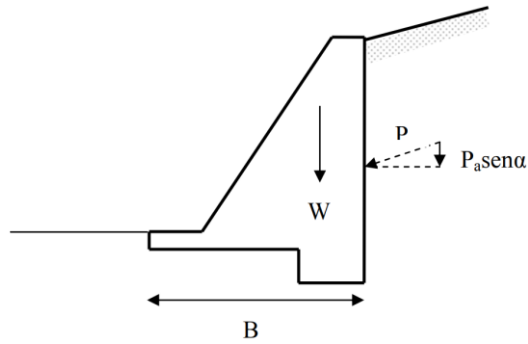


Figura 8 Fuerzas verticales para determinar $q_{m\acute{a}x}$. Fuente: Elaboración de un manual para la estabilización de taludes, Oquendo Diana y Quintero Astrid

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{\sum V}{A} = \frac{\sum V}{(1 * B)} \quad (16)$$

La capacidad de carga última se puede expresar de la siguiente manera:

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} + q N_q F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma d} \quad (17)$$

Donde:

$$q = \gamma_2 D$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Tabla 9 Factores de forma de capacidad de carga, Fuente: Vasic, 1973

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_c/N_q	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_c/N_q	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

* Según Vesic (1973)

Para los valores de los factores de capacidad de carga se identifican mediante la tabla 9.

2.5. Taludes

2.5.1. Definición de talud

Un talud es aquel terreno que presenta una pendiente que llega a formarse cuando la superficie de la tierra se inclina o se corta en un ángulo. Existen varios tipos de taludes, naturales como acantilado, barrancos y laderas de montañas, o excavaciones como cortes de carretera, terraplenes y diques. Se requiere de un análisis detallado y la aplicación de medidas de control para evitar fallas o deslizamientos. Los tipos de taludes pueden ser naturales como artificiales, estudiar el impacto que provoca la presencia del agua en ellos es sumamente importante para analizar su estabilidad [24].

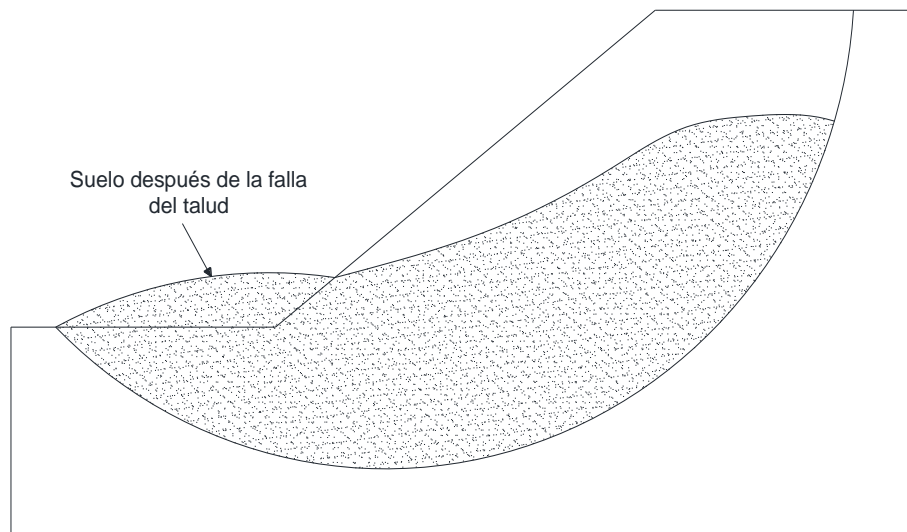


Figura 9 Falla en un talud. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das

2.5.2. Partes que componen un talud

Hay varias formas para determinar las partes que componen un talud. El talud está conformado principalmente por tres partes, la primera es la parte alta denominada cima, escarpe o crespa, aquí suelen darse los fenómenos de erosión; la segunda es la parte intermedia, y la tercera es la parte baja, llamada también pie, base o pata, en esta parte suelen llevarse a cabo los procesos de deposición.

Los elementos que constituyen un talud son los siguientes:

Pie o base: En esta parte su forma suele ser básicamente cóncava y se encuentra en la parte inferior de la ladera, aquí es donde se da un cambio abrupto de pendiente,

Cabeza o cima: En esta parte también se presenta un cambio frágil, pero, se da en la parte superior del talud. Se llama escarpe cuando existe una pendiente elevada y el punto dirigido hacia abajo es semivertical.

Altura: Es aquella distancia vertical que se toma desde la parte superior del talud hasta su pie o base, este componente es un factor muy importante que afecta la estabilidad y capacidad de carga del talud. Si el talud es de gran altitud, mayor será su ángulo de inclinación y su capacidad de soporte será reducido.

Altura de nivel freático: Cuando se habla de nivel freático se refiere a la presencia del agua, es por ello que la altura será medida a partir de la base del talud hasta donde llegue el nivel del agua.

Pendiente: Es la inclinación que presenta el talud, esta se mide de varias formas, en grados, relación m: 1 o en porcentajes. Cuando se mide por medio de relaciones, esta se compone de la distancia horizontal (el cual corresponde a la unidad) y la distancia vertical denominada "m". Los suelos que poseen una escasa resistencia o que suelen ser muy blandos forman taludes de baja pendiente.

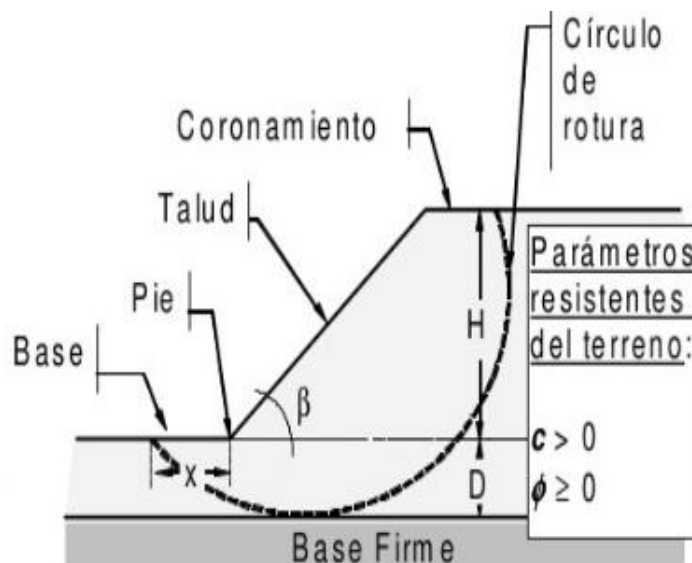


Figura 10 Partes de un Talud. Fuente: ABC Geotechnical Consulting

2.5.3. Definición de estabilidad

Cuando se habla de estabilidad se hace referencia al nivel de seguridad que debe tener una masa de suelo sobre el movimiento o la falla. La estabilidad se trata de diseñar un talud y tener el criterio de saber o predecir cuál será la inclinación efectiva ante un corte o terraplén; la mayoría de las veces la mejor opción será la del tipo escarpada ya que tiene la capacidad de sostenerse el tiempo suficiente sin derrumbarse.

Si existen distintas inclinaciones de la ladera los costos van a variar debido a que las masas de suelo a movilizar serán diferentes. Según este criterio la ladera más favorable a llevar a cabo va a ser aquel que sea más empinado, ya que no requiere un volumen excesivo de tierra para ser removida, esto es desde el punto de vista económico.

Uno de los problemas más comunes relacionados con la estabilidad de laderas tiene que ver con que se acaparan muchos puntos de vista diferentes, de manera que es muy complicado identificar el problema real creando una confusión. Hay que tener en cuenta que un talud es una construcción muy compleja, en la cual hay que tener siempre en cuenta los diferentes criterios de estudio. Es de gran interés analizar la estabilidad en un laderas sobre todo para prevenir las fallas por deslizamiento que se pueden presentar, debido a excavaciones, embalses de suelo, terraplenes y cortes abiertos en carreteras [25].

2.5.4. Factores que influyen en la estabilidad de laderas

El motivo por el que se pueden ocasionar las fallas en los taludes o laderas es por la escasa información que existe en relación a la geología de ese suelo, por ejemplo, si hay presencia de algún estrato de suelo blando que se encuentre a una profundidad mínima, esto puede ocasionar movimientos de la masa de suelo en la dirección del plano de falla [26]. Otro gran problema al que se enfrenta la estabilidad de la ladera es la sobrecarga que existe por la presencia de árboles en la misma, esto ocasiona que aumente la magnitud de las fuerzas normales y las paralelas a la inclinación de la ladera, asimismo otra variable a desestabilizar el talud es la fuerza ocasionada por el viento a través de los árboles [27].

Existen un sinnúmero de factores que pueden influir en la desestabilización de taludes, a continuación, se nombran algunos:

Erosión

La erosión es un factor que afecta de manera directa a un talud o ladera, puede llegar a disminuir la estabilidad de la estructura y a su vez provocar deslaves de tierra, la erosión es originada por las fuerzas naturales como el viento, la lluvia y la gravedad. Cuando la erosión se produce en el pie del talud, puede dar paso al colapso de la estructura y el deslizamiento de la tierra.

Para prevenir la erosión en una ladera se deben llevar a cabo medidas de control mediante la implementación de terrazas, plantación de vegetación, construir un buen sistema de drenaje, y la instalación de barreras de retención.

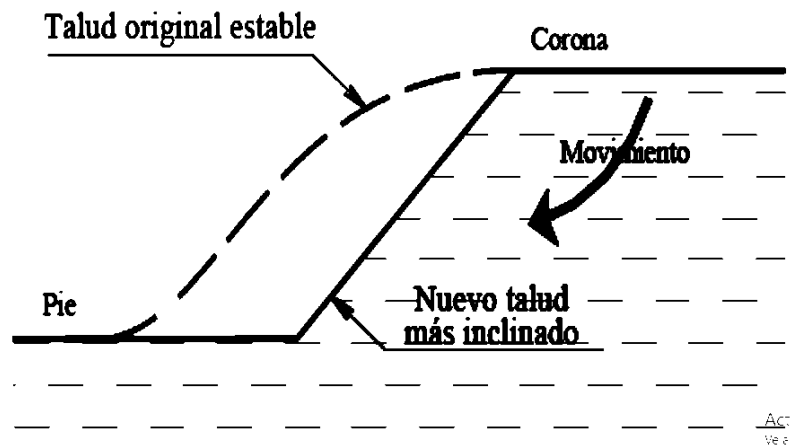


Figura 11 Efecto de la erosión Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis

Lluvia

Con el pasar del tiempo, el agua de las lluvias suele acumularse completamente en la ladera, esto provoca un incremento en el peso de la masa de tierra, que la resistencia que posee el suelo al esfuerzo cortante disminuya y la erosión. Este factor puede ocasionar un fallo en el talud, debido a que si se introduce agua en las superficies con grietas se da paso a un aumento en las fuerzas de filtración provocando el colapso.

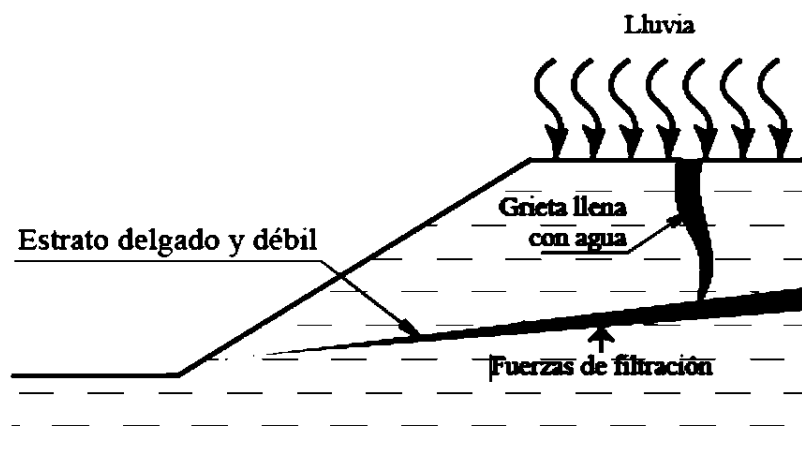


Figura 12 Talud bajo lluvia. Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis

Sismo

Los sismos crean ondas sísmicas que ocasionan vibraciones a la estructura, es por ello, que este factor puede llegar a tener un gran impacto en la estabilidad de una ladera. Los sismos provocan que se disminuya la resistencia del suelo mediante la adición de fuerzas dinámicas a las fuerzas estáticas presentes. La licuación es un problema que se origina debido al aumento de la presión de poro ocasionado por los sismos.

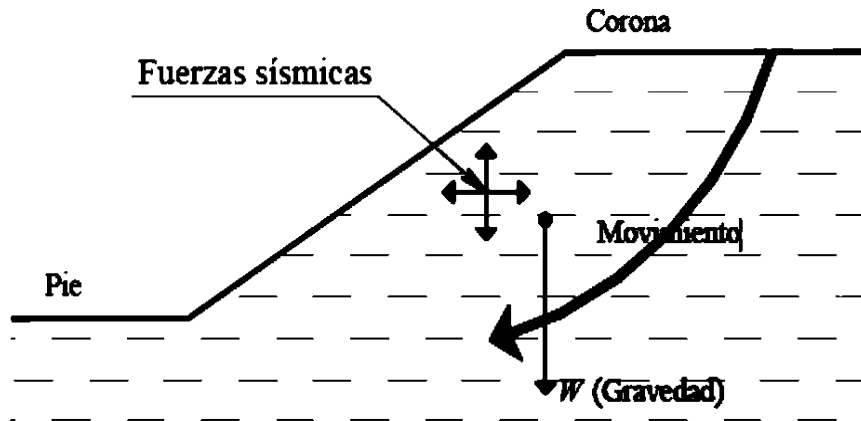


Figura 13 Efecto de un sismo en el talud Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis

Aspectos geológicos

Dentro de estos aspectos se toman en cuenta los problemas geológicos que no son identificados cuando se realiza el levantamiento del terreno, por ende, si no se toman a consideración al momento de realizar el análisis de la estabilidad de una ladera, incrementa la inseguridad del factor de seguridad determinado.

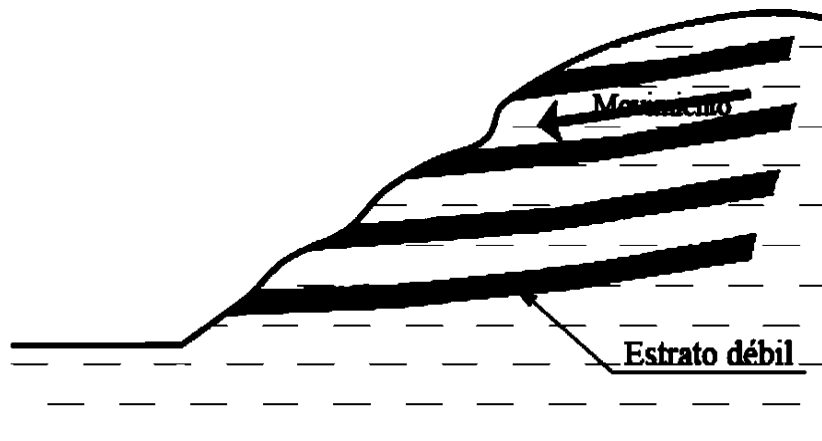


Figura 14 Aspectos geológicos que ocasionan la falla del talud. Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis

Cargas externas

Algunas de las cargas adicionales que pueden pasar desapercibido en el diseño del talud son, la acumulación de agua, la existencia de alguna edificación cercana, el tráfico de vehículos y el movimiento de maquinarias. El grado de afectación que puede llegar a tener las cargas externas depende del tipo de suelo, ya que si se tienen suelos blandos estos pueden ser susceptibles a las cargas externas, provocando el desplazamiento del suelo en el talud.

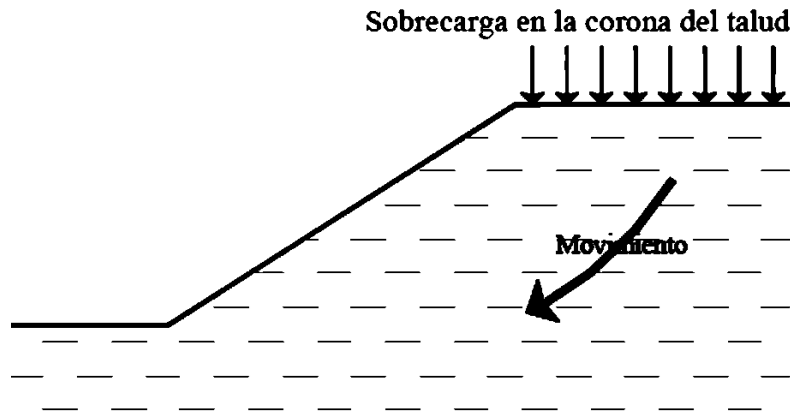


Figura 15 Sobrecarga en la corona del talud. Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis

Excavaciones y/o rellenos

Realizar actividades de excavación o colocar sobrecargas en el talud, pueden generar una modificación a las condiciones de esfuerzos. Al momento de que se realiza una excavación en la base esto puede llegar a disminuir su altura o ancho original, provocando la pérdida en el equilibrio de la estructura.

Por otra parte, los rellenos llegan a provocar un incremento en la presión del suelo, además si no se realiza la compactación adecuada esto puede provocar la pérdida de la estabilidad del talud.

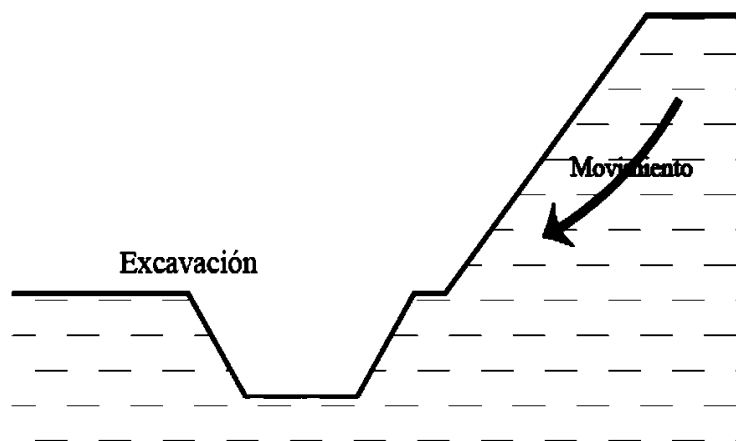


Figura 16 Excavación al pie del talud. Fuente: Estabilidad de taludes en suelos. Verónica Estrada y Jonathan Soberanis

2.5.5. Clasificación de movimientos de tierra en masa

Los movimientos de tierra en masa afectan a grandes masas de suelo, las fallas se presentan cuando los esfuerzos cortantes desarrollados superan a la resistencia al corte del suelo, a causa de ello se da la ruptura de la estructura. A partir del año 1990 hasta el 2005 se ha cuantificado alrededor del 4,89% como incidencia de desastres naturales

a escala global, ocasionando pérdida de billones de dólares a nivel mundial según la Cruz Roja Internacional. Solo en Ecuador se han registrado 7771 deslizamientos de tierra, a partir del año de 1970 hasta el 2019, convirtiéndose en una potente amenaza en nuestro país [28].

Cuando una masa de suelo presenta una resistencia menor al peso del suelo se producen fallas que originan desplazamientos, estos tipos de falla se pueden dar de tres formas, durante su operación, al final de su construcción y luego de ocurrido un desembalse [29].

Desprendimientos

Un desprendimiento es la caída del material de una masa rocosa, la cual ha sido separada de su estructura. La trayectoria que sigue esta masa desestabilizada es de forma particular, al momento que cae al suelo se divide en proporciones más pequeñas, La cantidad del material desprendido puede ser variable, con dimensiones de escasos metros cúbicos hasta el desprendimiento de enormes fragmentos de una montaña, esto se da en casos muy particulares.

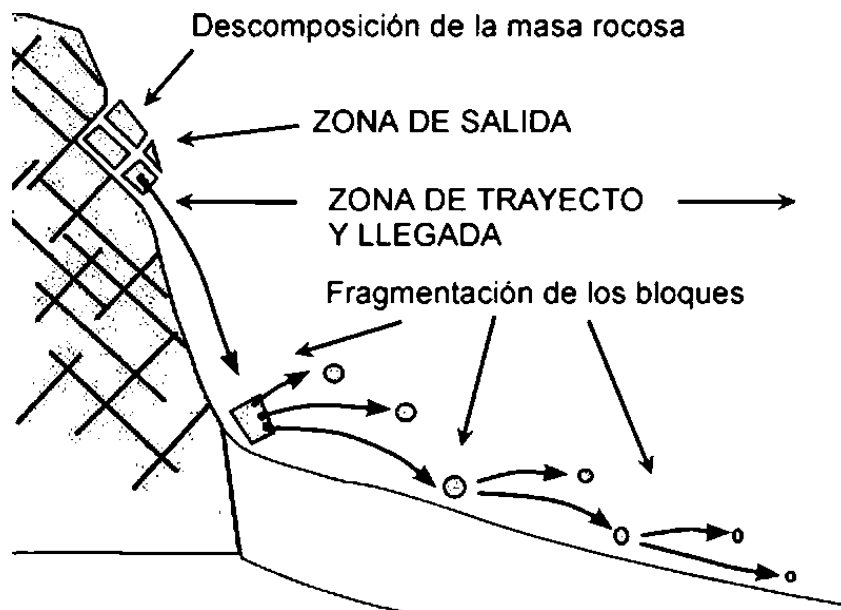


Figura 17 Esquema de un desprendimiento. Fuente: Diagnóstico de taludes urbanos, Eduardo del Río

Volcamientos

Este tipo de movimiento es muy peligroso debido a que pueden ocurrir sin previo aviso, llegando ocasionar daños notorios en las estructuras cercanas y pérdidas de vidas humanas. Adicionalmente, también llegan a ocasionar daños medioambientales, como la contaminación del agua y la degradación del suelo.

Algunas de las medidas para prevenir este desastre es la construcción de muros de contención, de terrazas para disminuir la inclinación de la ladera, la implementación de sistemas de drenaje, entre otras medidas.

Existen tres tipos:

- Flexión en bloque
- Volcamiento a flexión
- Volcamiento en V invertida

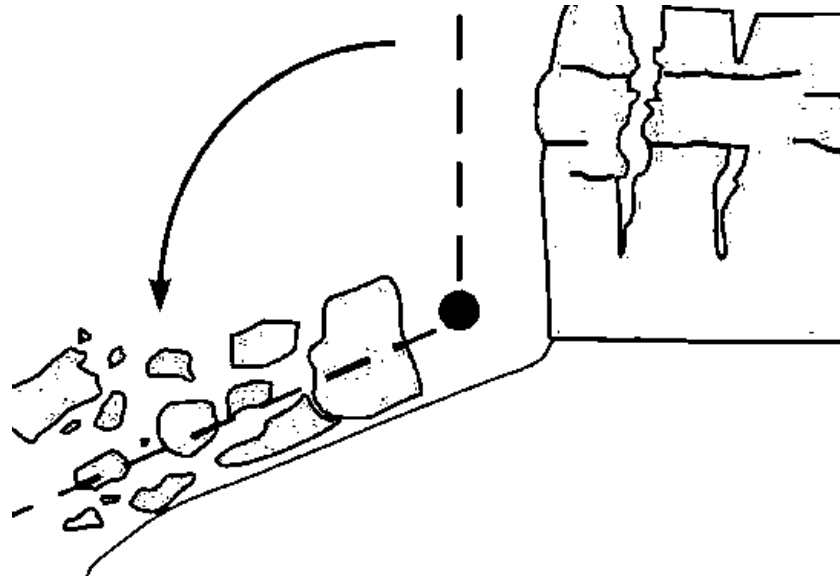


Figura 18 Esquema de un volcamiento. Fuente: Diagnóstico de taludes urbanos, Eduardo del Río

Deslizamiento

El deslizamiento se define como el movimiento de una masa de suelo por medio de una superficie inestabilizada. Generalmente son provocados por las excavaciones que se realizan en la base de la ladera, o debido a la presencia de niveles freáticos ocasionando que el suelo se desintegre gradualmente [30]. Existen dos tipos de deslizamientos: los traslacionales y rotacionales, este último presenta una rotura en la superficie de forma circular, y los traslacionales la rotura es plenamente plana.

La frecuencia con la que se dan los deslizamientos está intrínsecamente implicada a factores que se relacionan y a otros que dan paso a los distintos procedimientos de separación en masa [31].

Los deslizamientos ocurren mayoritariamente en laderas inclinadas, con un rango de 20 y 50°, conformado por partículas cohesivas y poco resistentes. También se dan en laderas compuestas por rocas estratificadas.

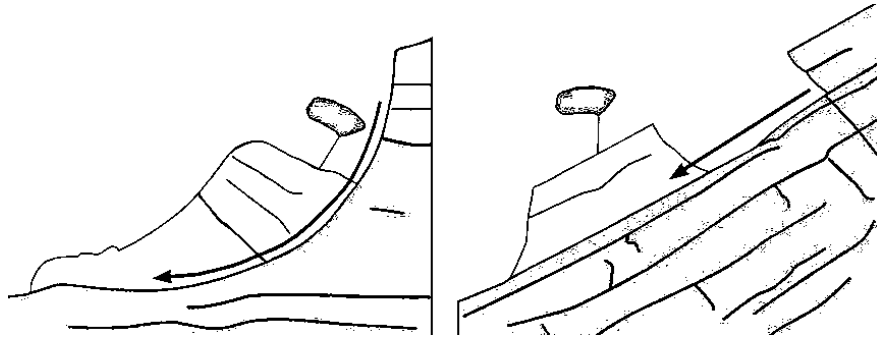


Figura 19 Esquema de un deslizamiento. Fuente: Diagnóstico de taludes urbanos, Eduardo del Río

Expansión lateral

La expansión lateral hace referencia a la deformación de la ladera cuando este se desplaza a los costados. La licuefacción es un fenómeno que transforma el material granular, con cierto grado de consistencia, poco consolidado en un material acuoso con propiedades de un fluido.

Las expansiones que se presentan en la ladera pueden ser ocasionadas por la presencia de suelos blandos en donde se ocasionan agrietamientos a nivel superficial, además también pueden influir los cambios climáticos sobre el talud mediante la filtración del agua a través de las grietas generando la falla del talud [32].

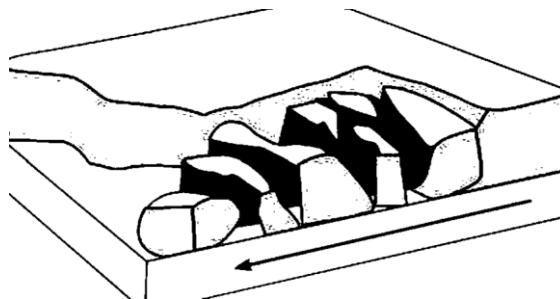


Figura 20 Deformación por expansión lateral. Fuente: Diagnóstico de taludes urbanos, Eduardo del Río

Falla rotacional

Existen muchos factores que influyen en la forma en la que se presenta una falla, por lo general son el perfil estratigráfico del suelo, la secuencia geológica, y la procedencia de los materiales. Un deslizamiento del tipo rotacional presenta una sección cóncava en la superficie de rotura, esta concavidad es dirigida hacia arriba, es por esto que el movimiento del eje de la resultante es un giro en sentido transversal al desplazamiento del suelo y paralelo al plano de falla [33]. Este tipo de falla pertenece a un deslizamiento que se encarga de separar el material que se encuentra a mayor profundidad, debido a que la parte superior de la ladera se inclina hacia afuera.

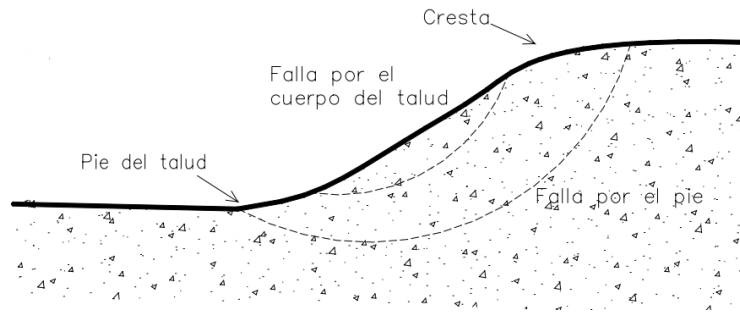


Figura 21 Falla rotacional en un talud. Fuente: Estabilidad de taludes con anclas, Valladares Paúl

Esta falla puede ser ocasionada por distintos aspectos, como por ejemplo la carga adicional que puede presentarse en la cima del talud, la presencia de fallas geológicas, la acción de la gravedad, la erosión del suelo, entre otros factores.

Falla traslacional

Este tipo de falla ocurre cuando una parte del suelo se mueve o desplaza horizontalmente a lo largo de una superficie de falla, la cual se encuentra condicionada por un ángulo de inclinación respecto a la superficie de la ladera.

Estas fallas tienden a presentarse en suelos arcillosos blandos, limos sueltos, o arenas finas, la principal característica de estos tipos de suelo es que son débiles, esto se debe a un incremento en la presión de poro en las arenas o arcillas. En este contexto se puede concluir que estas fallas se relacionan con las lluvias presentes en el sector.

Existen varias formas para disminuir el desplazamiento del suelo como, por ejemplo, el conocimiento de la formación geológica, geomorfológica, geotécnica e hidrogeológica, y saber interpretar los diversos factores que inciden en la zona de estudio, con el objetivo de identificar cuál es el detonante que causa el movimiento del suelo, dando como resultado la identificación del tipo de falla presente [34].

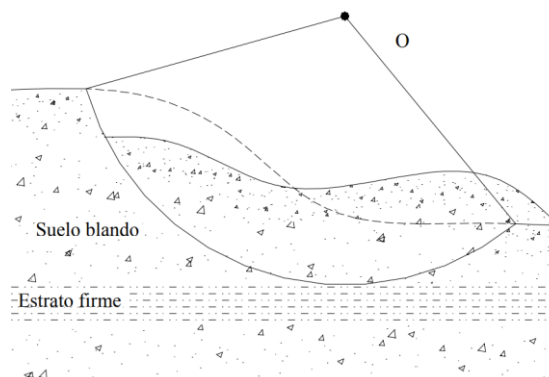


Figura 22 Falla traslacional en un talud. Fuente: Estabilidad de taludes con anclas, Valladares Paúl

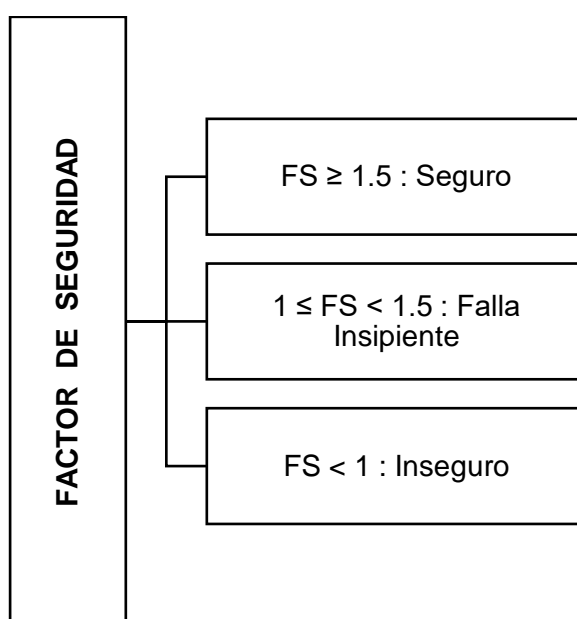
2.5.6. Factor de seguridad

El factor de seguridad es un criterio que permite analizar la estabilidad de un talud o ladera, ya sean naturales o mediante excavaciones. El cizallamiento es una falla que se produce longitudinalmente en la superficie donde hay mayor probabilidad de ruptura, es por ello que es necesario conocer cuál es el factor de seguridad, ya que este nos permite comparar el cizallamiento con la resistencia del suelo [35].

Los diversos métodos de cálculo surgen netamente de la experiencia, en el cual se estudian las fuerzas actuantes, las cuales son provocadas por la gravedad, presión de agua, filtraciones, etc., estas fuerzas son medidas con las fuerzas resistentes, las cuales son capaces de evitar que se produzca la falla. Es por esto que se define al factor de seguridad como la seguridad presente en una masa de suelo contra la inestabilidad o falla del terreno.

El cálculo del factor de seguridad es una pieza clave para estudiar y analizar la estabilidad de una ladera; está definido por la relación que existe entre la resistencia al corte del suelo y los distintos esfuerzos críticos que provocan la falla en la ladera. En otras palabras, conocer el factor de seguridad permite conocer cuál es el nivel de amenaza en los escenarios más desfavorables a los que la ladera se ve sometida [36].

El problema que se encuentra más latente en laderas son las fallas por deslizamientos, estas son causadas porque la resistencia al corte que presenta el suelo no brinda la capacidad de soporte al peso de la masa de suelo de la ladera [6].



Este factor (FS) está definida por:

$$FS = \text{Fuerzas de resistencia} / \text{Fuerzas de gravedad paralela a la pendiente}$$

Cuando el factor de seguridad es mayor a la unidad es un indicador de estabilidad, por el contrario, si este factor es menor a la unidad se habla de inestabilidad.

Siendo más específico, el factor de seguridad se expresa como:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (18)$$

Donde

FS_s = Factor de seguridad en relación a su resistencia

τ_f = Resistencia cortante promedio

τ_d = Esfuerzo cortante promedio a lo largo de la falla

Entonces

$$\tau_f = c + \sigma' \times \tan \phi \quad (19)$$

Donde

c = Cohesión del suelo

ϕ = Ángulo de fricción del suelo

σ' = Esfuerzo normal efectivo sobre la superficie de falla

De la misma forma

$$\tau_d = C_d + \sigma' \times \tan \phi_d \quad (20)$$

2.5.7. Métodos para determinar el factor de seguridad en laderas

En la actualidad están vigentes un sinnúmero de métodos para analizar la estática de laderas, uno de los métodos para analizar la estabilidad de laderas mediante el factor de seguridad es el método de equilibrio límite, este sirve para determinar criterios de estabilidad mediante la aplicación de distintas ecuaciones que combinan las fuerzas y los momentos que se aplican en una ladera [35]. El estudio por este método permite determinar un factor de seguridad en base a la resistencia al corte que posee el suelo en el instante que se produce la falla [37]. Existen dos grandes problemas a la hora de aplicar una metodología para el cálculo de la estabilidad de un talud, en primer lugar, es necesario tener conocimiento sobre la forma y dimensiones de la ladera, y el segundo

es que el tipo de falla y la superficie de rotura es asumida por el técnico responsable del proyecto [38].

2.5.7.1. Método de las dovelas o rebanadas

El método de las dovelas o rebanadas es una técnica utilizada en ingeniería civil para analizar la estabilidad y el comportamiento de un túnel excavado en roca.

Este método se basa en la idea de que la ladera se puede dividir en secciones o rebanadas, como si fuera un pastel, y se puede analizar el comportamiento de cada rebanada individualmente. Cada rebanada se considera como un bloque rígido, y se utiliza la teoría de la mecánica de rocas para determinar las fuerzas que actúan sobre ella.

El análisis de cada rebanada permite obtener información sobre la deformación y la resistencia de la roca, así como sobre la distribución de las tensiones. Con esta información, se puede determinar si la ladera es estable o si es necesario tomar medidas adicionales para asegurar su estabilidad, como la colocación de revestimientos de concreto o la instalación de anclajes.

El método de las dovelas o rebanadas es una técnica muy útil en la planificación y diseño de taludes, ya que permite prever problemas de estabilidad y tomar medidas preventivas antes de que se produzcan fallas o colapsos.

El método de las dovelas o rebanadas puede ser explicado por referencia a la figura 23, en la que AC es un arco de un círculo que representa la superficie de la prueba de falla. El suelo por encima de la superficie de la prueba de falla se divide en varias dovelas verticales. No es necesario que el ancho de las dovelas sea la misma.

Para la consideración de equilibrio, tenemos:

$$N_r = W_n \cos \alpha_n \quad (21)$$

La resistencia de la fuerza de corte se puede expresar como:

$$T_r = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{\tau_f(\Delta L_n)}{FS_S} = \frac{1}{FS_S} [c' + \sigma' \tan \phi'] \Delta L_n \quad (22)$$

El esfuerzo efectivo normal, σ' , en la ecuación (22) es igual a:

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (23)$$

Para el equilibrio de la cuña de ensayo ABC, el momento de la fuerza motriz sobre O es igual al momento de la fuerza de resistencia sobre O

$$FS_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (24)$$

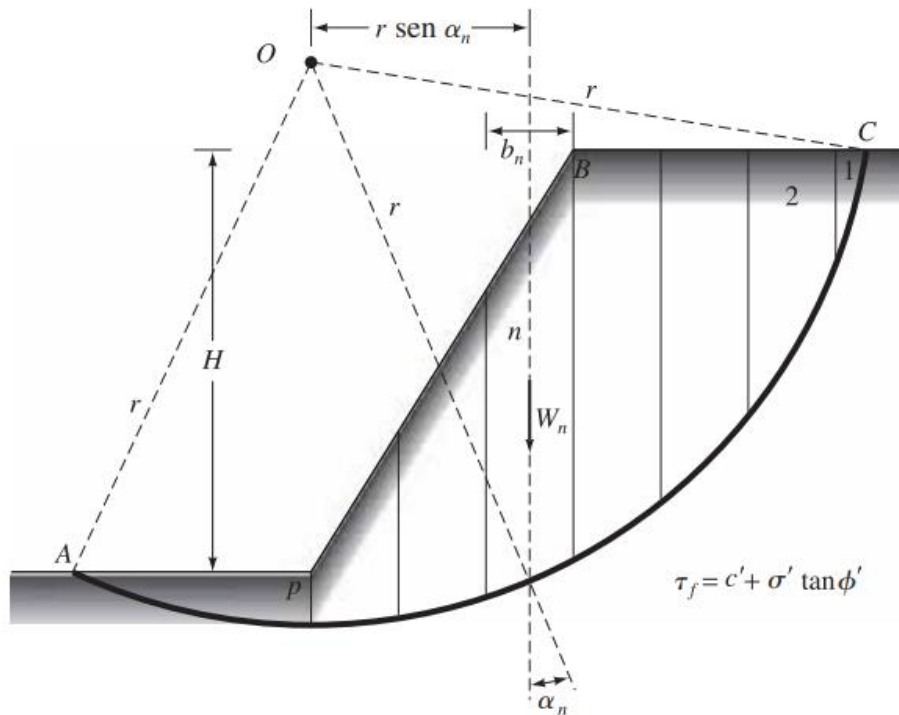


Figura 23 Análisis de estabilidad por el método ordinario de dovelas. Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.

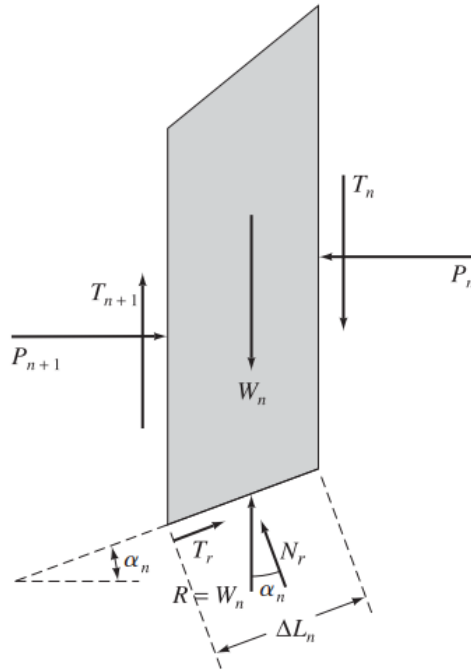


Figura 24 Fuerzas actuantes en la n-ésima dovela. Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das.

2.5.7.2. Análisis de un talud finito (superficie circular de falla cilíndrica)

El estudio de la estabilidad de un talud finito se basa en el modelo físico de distribución en el que se considera un deslizamiento en la superficie del talud ocasionando una falla de tipo plana. Sin embargo, aunque este método ha sido aceptado satisfactoriamente en todo el mundo, presenta algunas falencias o debilidades en su modelo ya que no considera los deslizamientos que ocurren a mayor profundidad, y que pueden llegar a presentar una falla del tipo rotacional [39].

Taludes en suelo homogéneos con $\phi > 0$

Para un talud con suelo homogéneo el esfuerzo del suelo al corte se expresa, como se muestra en la figura 23

$$\tau_f = c' + \sigma' \times \tan \phi' \quad (25)$$

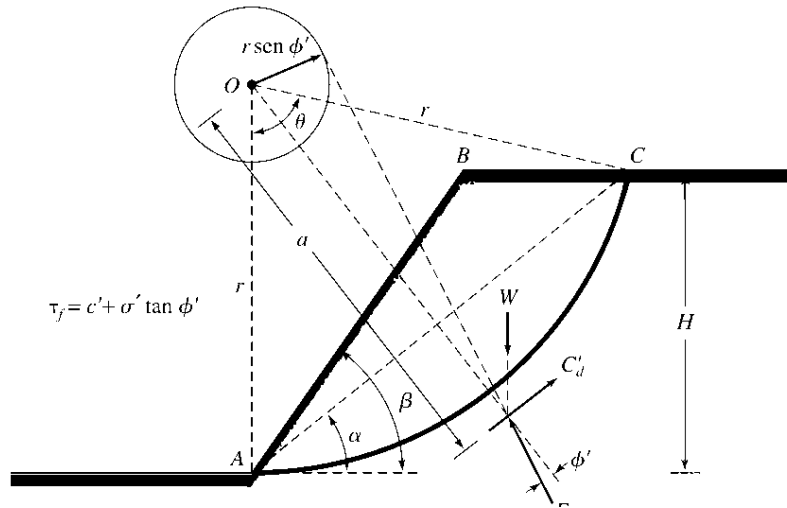


Figura 25 Análisis en suelos homogéneos. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das.

El peso de la sección ABC:

$$\text{peso de la cuña ABC} = W = (\text{área de ABC})(\gamma) \quad (26)$$

En condiciones de equilibrio se presentan las siguientes fuerzas actuantes:

La magnitud de C'_d está representada por el producto de la cohesión unitaria y la longitud de \overline{AC} , obteniendo:

$$C'_d = c'_d(\overline{AC}) \quad (27)$$

La fuerza C'_d está ubicada a una distancia a medida desde el punto O y su dirección es paralela a AC , de modo que

$$a = \frac{c'_d(\widehat{AC})r}{C'_d} = \frac{\widehat{AC}}{AC}r \quad (28)$$

Como se muestra en la figura 24, la línea de acción de la fuerza F se intercepta en el punto de la línea de acción de C'_d y W .

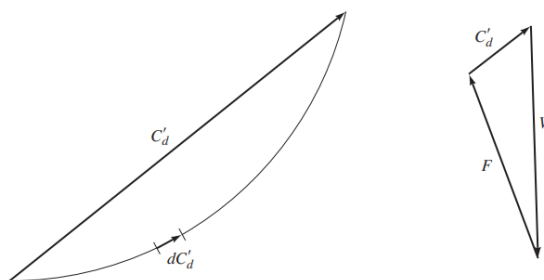


Figura 26 Equilibrio de fuerzas en suelos homogéneos. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das.

Para calcular la magnitud c'_d es necesario adoptar una superficie de deslizamiento, por ende, es factible expresar la cohesión máxima en función de la superficie crítica:

$$c'_d = \gamma H [f(\alpha, \beta, \theta, \phi')] \quad (29)$$

Como se plantean condiciones de equilibrio, para el equilibrio crítico es válido sustituir $H = H_{cr}$ y $c'_d = c'$ en la ecuación 34

$$\frac{c'}{\gamma H_{cr}} = [f(\alpha, \beta, \theta, \phi')] = m \quad (30)$$

La variable m es igual al número de estabilidad, la cual se determina mediante el análisis de Taylor haciendo uso del ábaco como se muestra en la figura 25.

El procedimiento para calcular el factor de seguridad es el siguiente:

1. Obtener las variables c' , ϕ' , γ , β , H
2. Suponer valores aleatorios de ϕ'_d (Recordar $\phi'_d \leq \phi'$)
3. Calcular cada valor de $FS_{\phi'}$, para los valores supositorios de ϕ'_d

$$FS_{\phi'(1)} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{d(1)}}$$

$$FS_{\phi'(2)} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{d(2)}}$$

4. Determinar m mediante el ábaco de la figura 25 para cada valor de ϕ'_d
5. Para cada valor de m , calcular la cohesión

$$c'_{d(1)} = m_1 \gamma h$$

$$c'_{d(2)} = m_2 \gamma h$$

6. Determinar FS_c para los valores de c'_d hallado

$$FS_{c'(1)} = \frac{c'}{c'_{d(1)}}$$

$$FS_{c'(2)} = \frac{c'}{c'_{d(2)}}$$

7. Finalmente, obtener la gráfica de la curva $FS_{\phi'}$, vs. FS_c y calcular FS_s

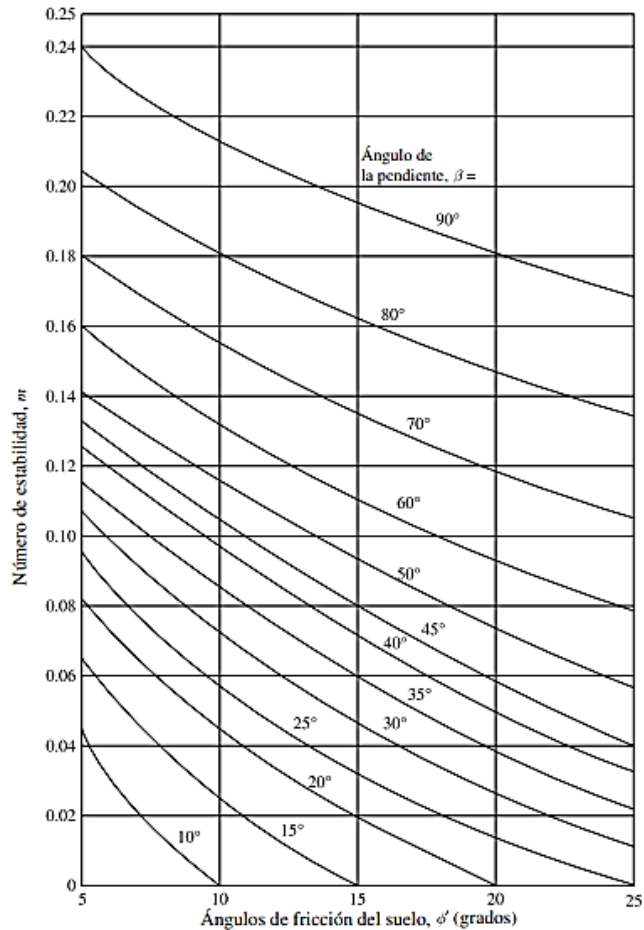


Figura 27 Número de estabilidad de Taylor. Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das.

2.5.7.3. Método de Hoek y Bray

El método de Hoek y Bray se basa en el principio de falla circular, el cual permite conocer cuál es el factor de seguridad en la ladera, o así mismo, analizar el comportamiento de la ladera bajo condiciones de niveles freáticos. El análisis en este método se lo realiza gráficamente y solo es aplicable cuando se analizan fallas circulares, o en lugares donde el suelo sea homogéneo. A continuación, se presentan los criterios y suposiciones que rigen este método:

1. Se asume que frente a la variación en la dirección de la carga sus propiedades mecánicas se mantienen constantes, y se adopta como homogéneo al material con el que está formado el talud.
2. La resistencia al corte del suelo mantiene relación con el ángulo de fricción ϕ y la cohesión del suelo c , como se especifica en la ecuación,

$$\tau = c + \sigma \times \tan \phi \quad (31)$$

3. El lugar en donde se presenta la falla es sobre una superficie de forma circular, dicha falla pasa por el pie del talud. Terzaghi afirma que, el factor de seguridad mínimo se da cuando el ángulo de fricción es mayor a 5°.
4. La falla o grieta de tensión ocurre en la parte superior del talud de forma vertical.
5. Con respecto a la geometría que presenta el talud, las superficies de los terrenos de la corona y el pie del talud son horizontales.
6. La principal variable a determinar son las condiciones de drenaje, pues, se debe analizar las variaciones que existen entre un talud cuya masa está totalmente seca, y cuando se encuentra completamente saturado.

En la siguiente figura se presentan una serie de gráficos del 1 al 5 en los que se debe analizar en qué caso posicionarse, de acuerdo a las condiciones de drenaje en el talud.

Estas graficas se usan con la finalidad de obtener el factor de seguridad en el talud, y se deben utilizar de la siguiente forma:

1. Definir cuál es la condición de drenaje y verificar con qué gráfico de la figura 28 se asemeja.
2. Resolver la siguiente relación,

$$\frac{c}{\gamma \times H \times \tan \phi} \quad (32)$$

Ubicar el valor adimensional resultante en el arco de la gráfica de acuerdo a la condición de drenaje seleccionada.

SITUACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO	Nº DE ÁBACO
Talud seco	1
Afloramiento del NF a 8-H en la horizontal desde el pie del talud	2
Afloramiento del NF a 4-H en la horizontal desde el pie del talud	3
Afloramiento del NF a 2-H en la horizontal desde el pie del talud	4
Talud saturado	5

Figura 28 Condiciones de drenaje en un talud. Fuente: Hoek y Bray, 1981

3. Trazar una línea desde el valor calculado hasta el origen de coordenadas e interceptar un punto en donde se encuentre la curva con el ángulo de inclinación del talud.
4. Determinar el valor correspondiente a las siguientes expresiones, elegir el que mejor le parezca, y hallar el F_s :

$$\frac{\tan \phi}{F_s} \quad (33)$$

$$\frac{c}{\gamma \times H \times F_s} \quad (34)$$

5. Para ubicar la grieta de tensión crítica del talud que corresponde a un $F_s=1$, y el círculo de falla crítico cuando se tiene un valor mínimo de F_s , se emplean las figuras 29 a 33. La primera figura es para casos de taludes totalmente drenados, y la segunda, cuando hay presencia de niveles freáticos.
6. A continuación, se presentan los ábacos de acuerdo a la condición de drenaje.

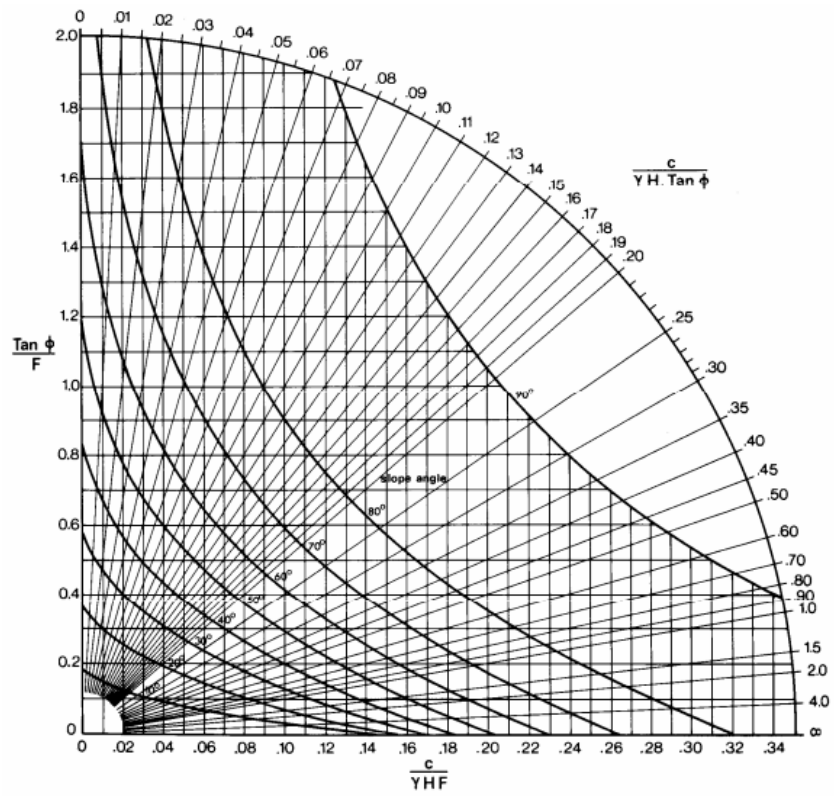


Figura 29 Ábaco caso 1 de Hoek y Bray

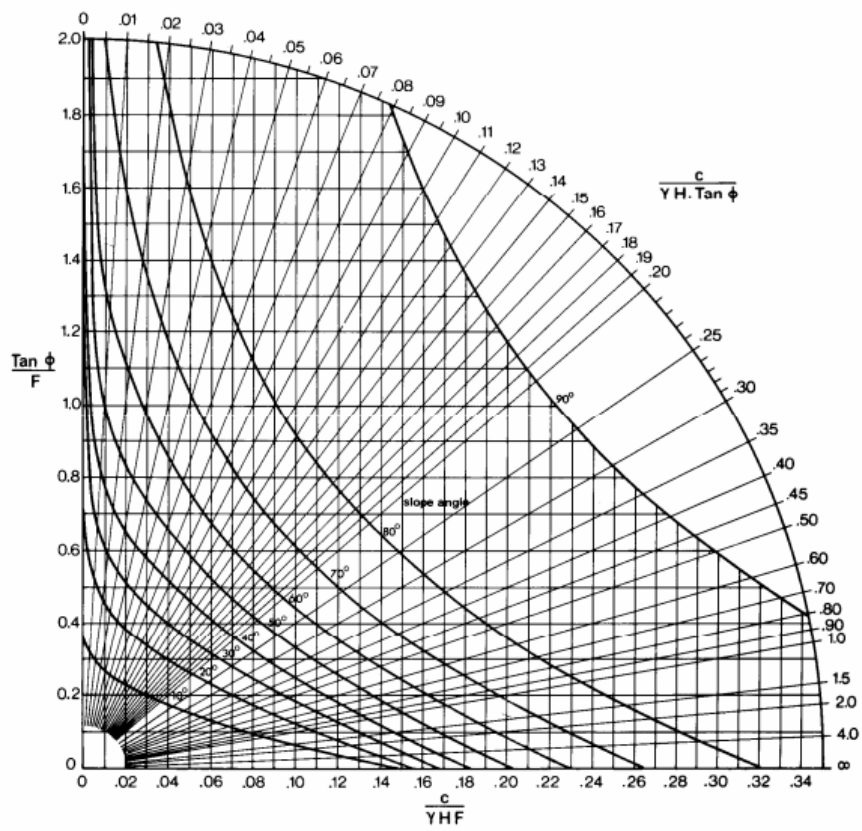


Figura 30 Ábaco caso 2 de Hoek y Bray

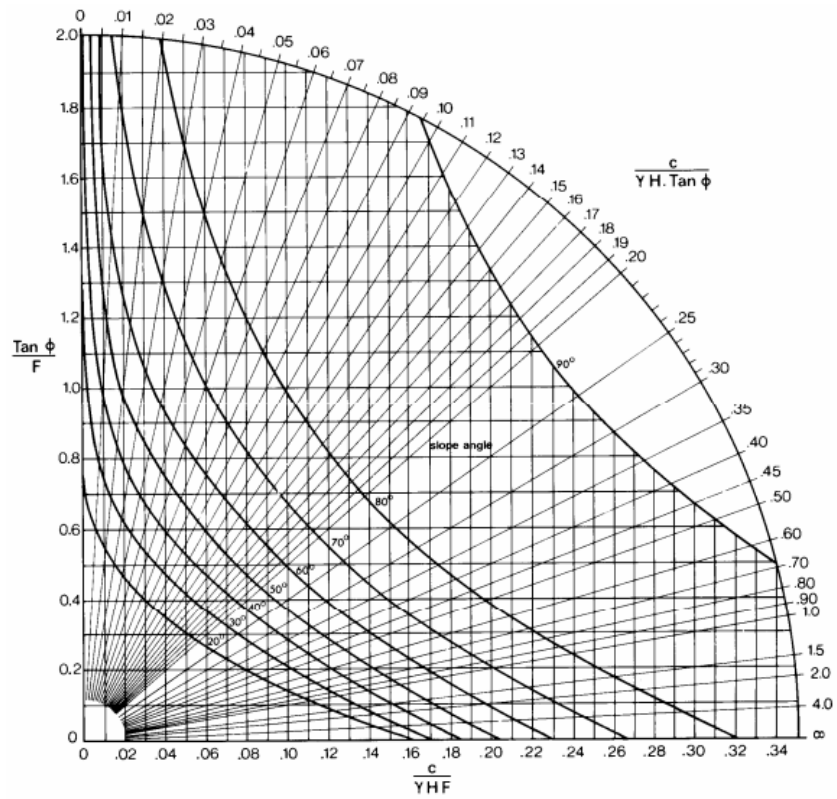


Figura 31 Ábaco caso 3 de Hoek y Bray

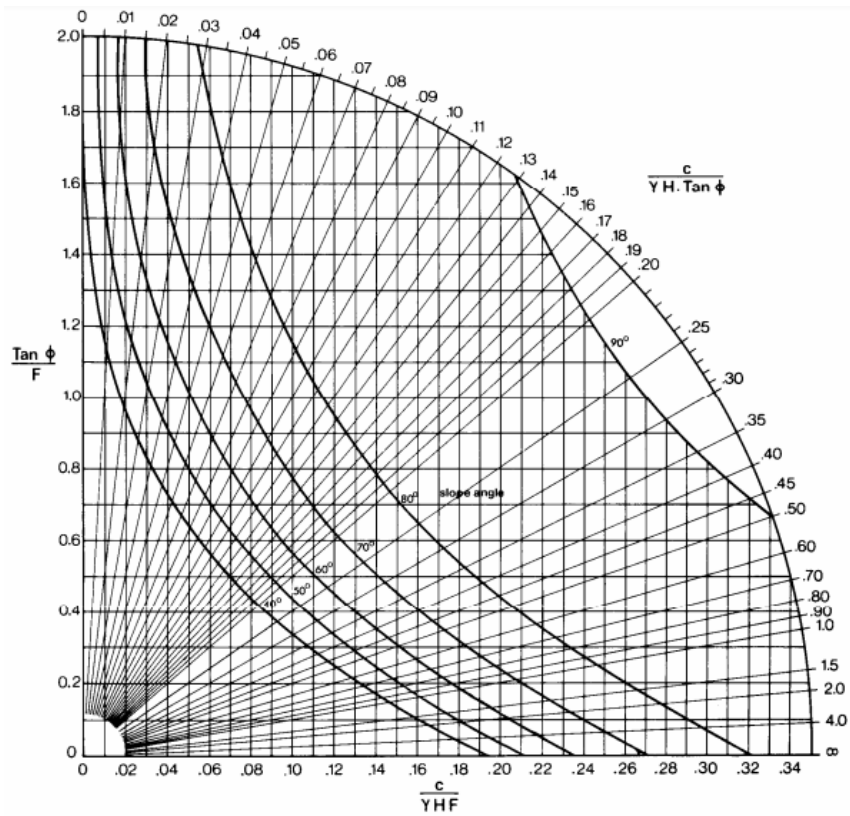


Figura 32 Ábaco caso 4 de Hoek y Bray

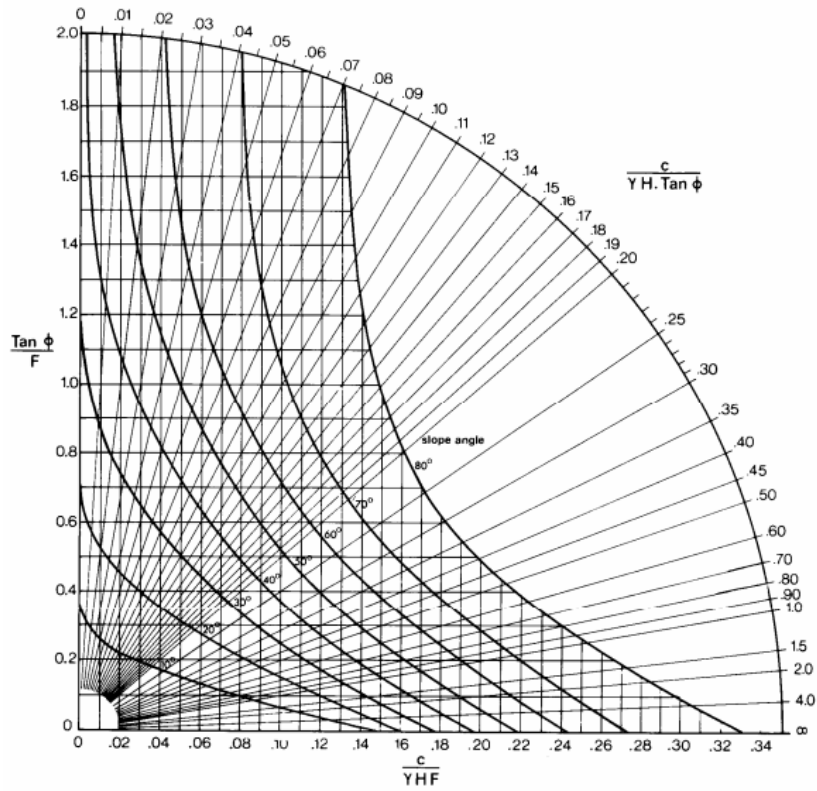


Figura 33 Ábaco caso 5 de Hoek y Bray

Para un talud drenado

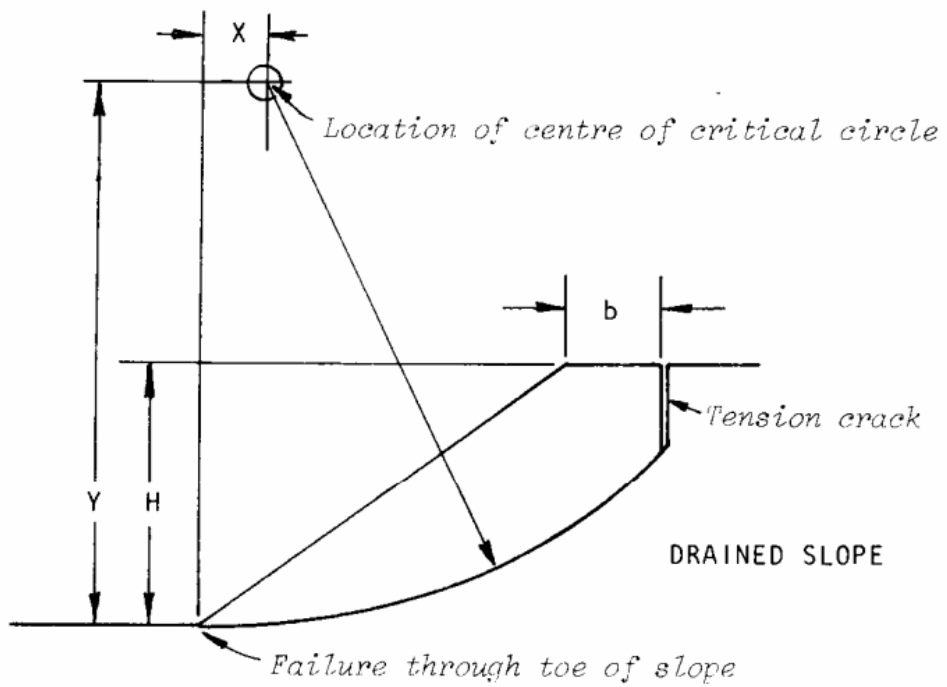


Figura 34 Ubicación del centro del círculo crítico. Fuente: Hoek y Bray, 1981.

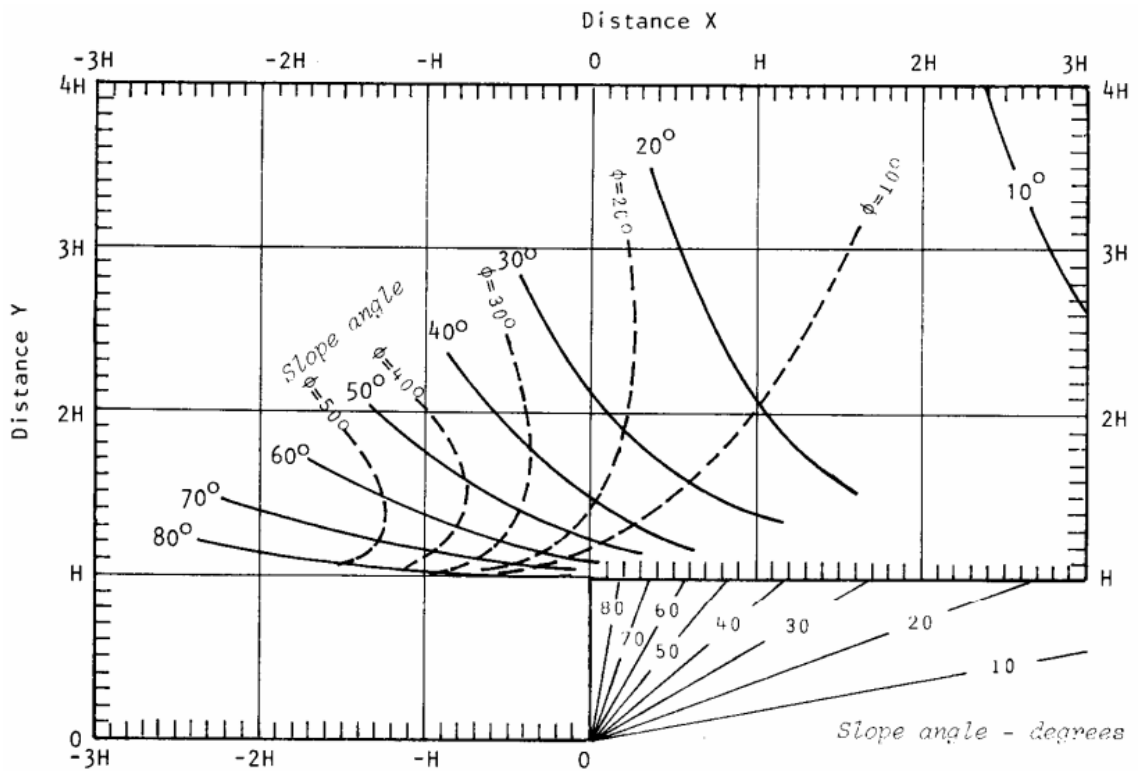


Figura 35 Ubicación del centro del círculo crítico para falla de pie. Fuente: Hoek y Bray, 1981

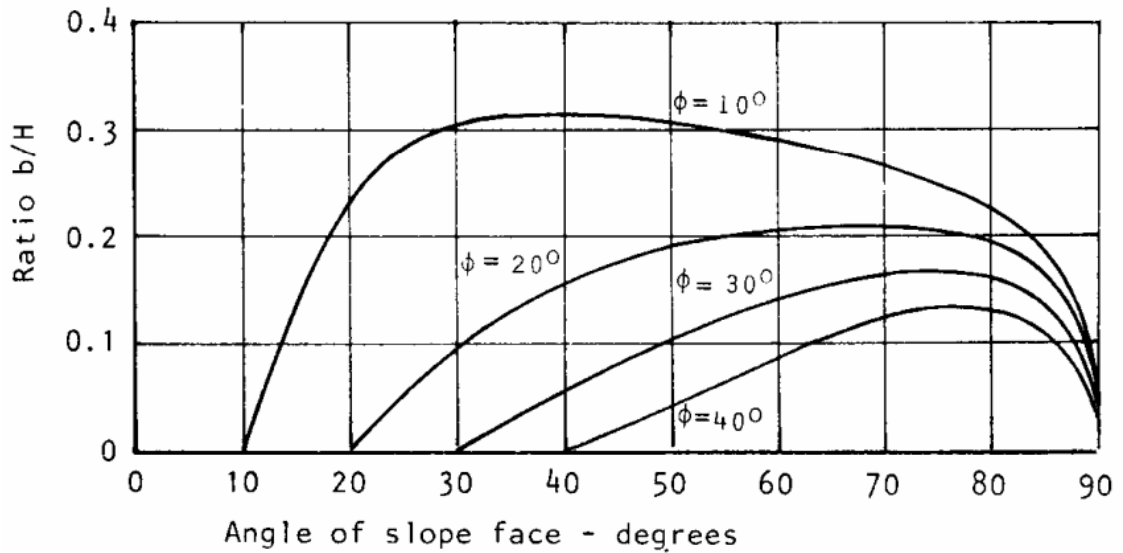


Figura 36 Ubicación de la posición crítica de la fisura por tensión. Fuente: Hoek y Bray, 1981

Para un talud no drenado se presentan las siguientes figuras

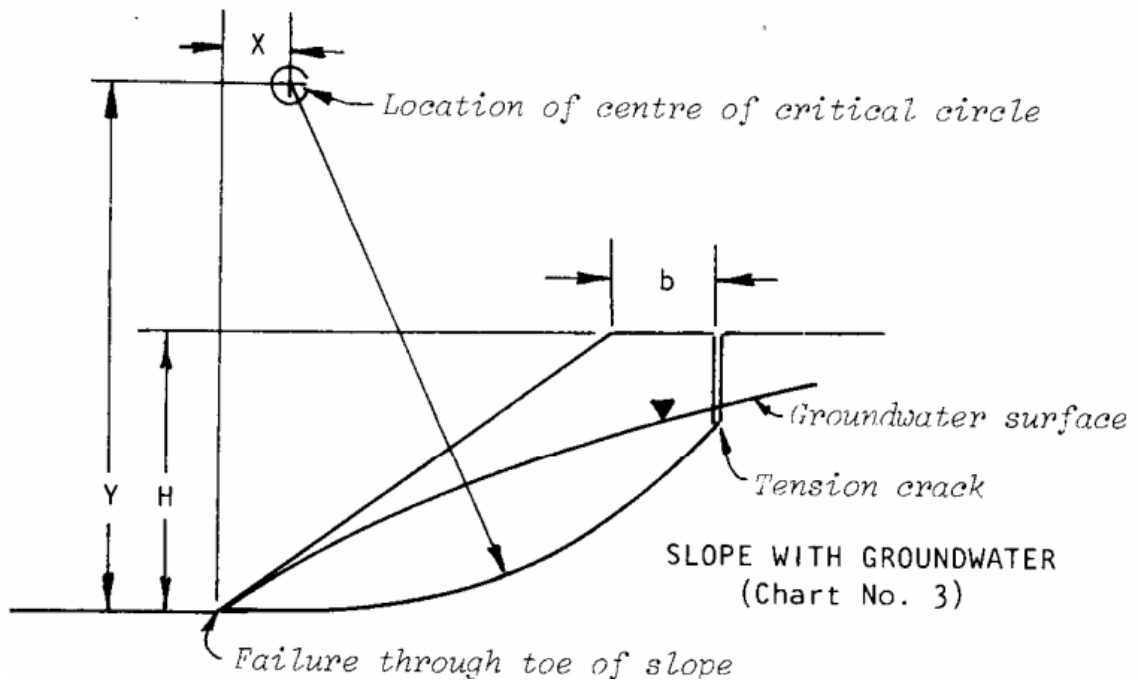


Figura 37 Ubicación del centro del círculo crítico. Fuente: Hoek y Bray, 1981

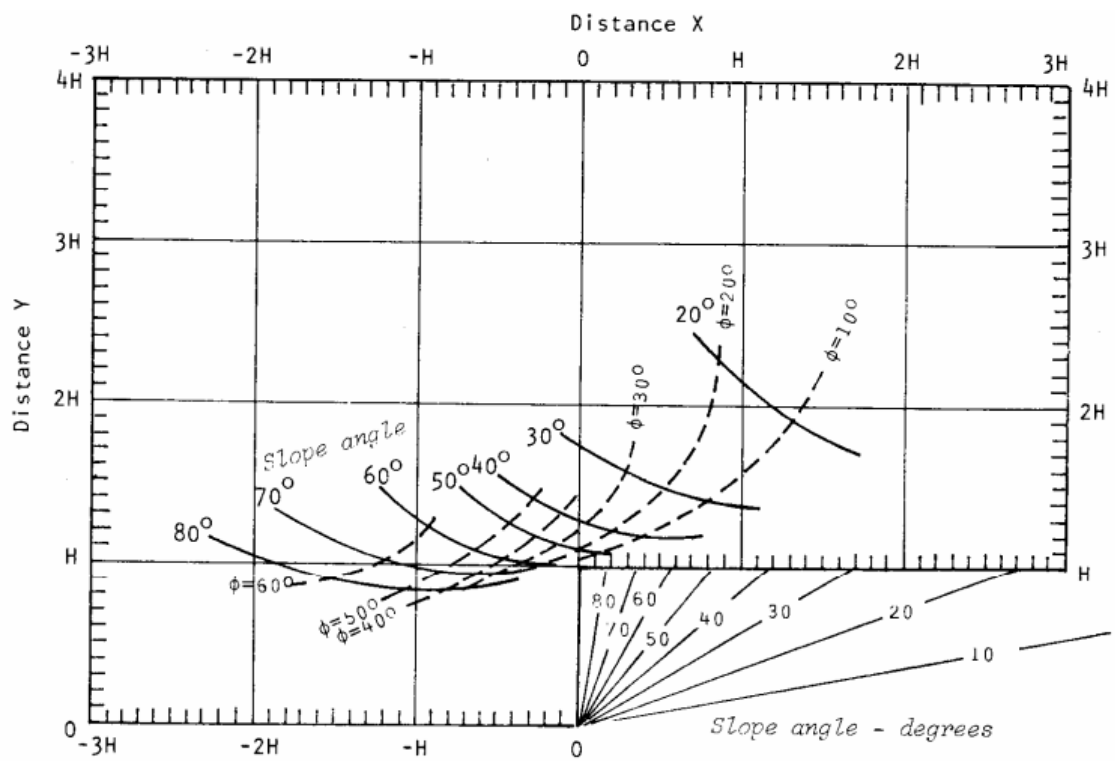


Figura 38 Ubicación del centro del círculo crítico para falla de pie. Fuente: Hoek y Bray, 1981

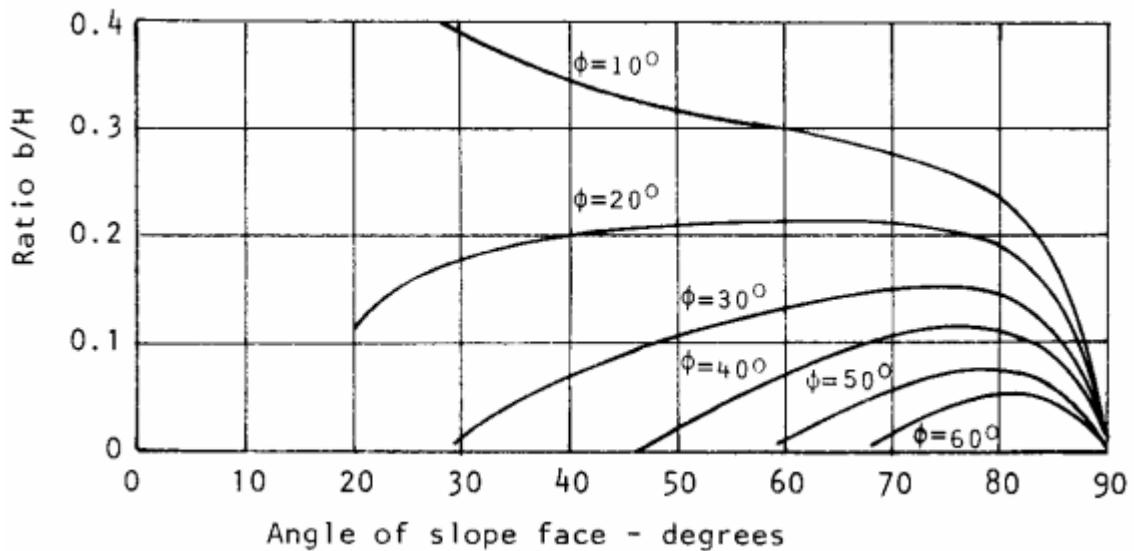


Figura 39 Ubicación de la posición crítica de la fisura por tensión. Fuente: Hoek y Bray, 1981

2.6. Prefactibilidad

La ciudad de El Guabo se encuentra dominada por las llanuras, este tipo de suelo es una composición de materiales y sedimentos que fueron arrastrados por inundaciones de ríos desde las partes altas, estos suelos suelen ser ricos en nutrientes convirtiéndolos en fértiles y aptos para la agricultura, sin embargo, son un problema ya que se componen generalmente de limos y arcillas, material que posee un índice de inestabilidad alto.

La zona de estudio en donde se intervendrá para realizar el análisis de la estabilidad de la ladera mediante el factor de seguridad es en la zona perteneciente al sector el Vergel en el cantón El Guabo, en este sector existen una gran cantidad de colinas y abanicos aluviales, por ende, es fundamental brindar el respaldo de condiciones seguras en relación a la estabilidad de la ladera.

2.7. Factibilidad

Para la realización de este proyecto se identificó el problema existente en la zona y se planteó la solución a la problemática. En primer lugar, se recolectaron muestras del suelo en la zona de estudio para luego ser sometidas a los respectivos ensayos de laboratorio que permitirán caracterizar el suelo, y conocer su comportamiento ante distintos escenarios favorables y desfavorables.

Una vez obtenido los resultados se procedió a analizarlos para determinar los métodos a utilizar para obtener el factor de seguridad que garantice la estabilidad de la ladera. El tema de mayor interés para evaluar la estabilidad es el cálculo del factor de seguridad

de la ladera, el cual se determinará con la aplicación de tres métodos distintos de cálculo, y así, realizar una comparativa entre estos métodos.

2.8. Identificación de la alternativa de solución viable para su diseño

El estudio de suelos permitirá conocer la capacidad de soporte que tendrá ese suelo y su resistencia al corte, estos valores serán de mucha utilidad para evaluar la estabilidad de la ladera mediante el factor de seguridad, ya que como se mencionó es necesario conocer las fuerzas actuantes y las resistivas que participan en un talud o ladera. Mediante la aplicación de diferentes métodos de cálculo para obtener el factor de seguridad de la ladera se obtendrá una mejor comprensión de la situación que se presenta en la zona de estudio, gracias a este análisis se determinará el comportamiento que tendrá la ladera y se identificarán los distintos escenarios de falla que pueden llegar a ocurrir.

En general, la alternativa de solución dará a conocer si la ladera natural puede llegar a presentar algún tipo de falla, ya sea circular o plana, o si presenta estabilidad y no representa problema alguno para los moradores del sector.

3. Capítulo III. Diseño definitivo de la alternativa de solución

3.1. Concepto del Prototipo

Para este estudio se ha considerado la ladera natural ubicada en las proximidades del sector “El Vergel” perteneciente al cantón El Guabo, provincia El Oro, Ecuador. El suelo de la zona de estudio está compuesto principalmente de suelos limosos, arenas finas y arcillas, típicos de un suelo aluvial.

Dada la geomorfología en este sector del cantón, en esta zona se presentan una considerable cantidad de cerros, aquí se destaca la unidad piedemonte andino, esta unidad está compuesta por conos de deyección y de esparcimiento. La inestabilidad en una ladera puede llegar a ser un fenómeno muy destructivo es por ello, que es sumamente necesario analizar la estabilidad de las laderas por los distintos métodos definidos.

La erosión del suelo es un problema que puede llegar a ocasionar serios problemas de estabilidad, por ende, es necesario realizar un manejo adecuado del suelo.

Para el análisis de los deslizamientos en tierra mediante el factor de seguridad se llevó a cabo una serie de ensayos de laboratorio, para estudiar las propiedades mecánicas del suelo y analizar su comportamiento ante fuerzas desestabilizadoras mediante los métodos de cálculo para el factor de seguridad de laderas expuestos anteriormente.

Se pretende realizar un análisis comparativo de los métodos aplicados y determinar cuál método es el más factible.

3.2. Memoria Técnica

Este diseño comprende un análisis cuantitativo de los distintos métodos para estudiar la estabilidad de una ladera, para este cometido se analizó las características del suelo y así obtener los parámetros necesarios para el diseño del mismo. A continuación, se presenta la metodología empleada:

3.2.1. Caracterización del suelo

En la ladera donde se realizó el estudio, se llevaron a cabo 6 calicatas (C_i) a diferentes profundidades, se tomó una serie de muestras representativas a 1, 2, 3, 4, 5 y 6 metros, todo esto con el objetivo de obtener el perfil estratigráfico del terreno, y así aplicar los ensayos correspondientes para caracterizar el suelo, estos ensayos nos servirán para aplicarlos a los distintos métodos para analizar la estabilidad de una ladera mediante el cálculo del factor de seguridad.

3.2.2. Ensayos de laboratorio

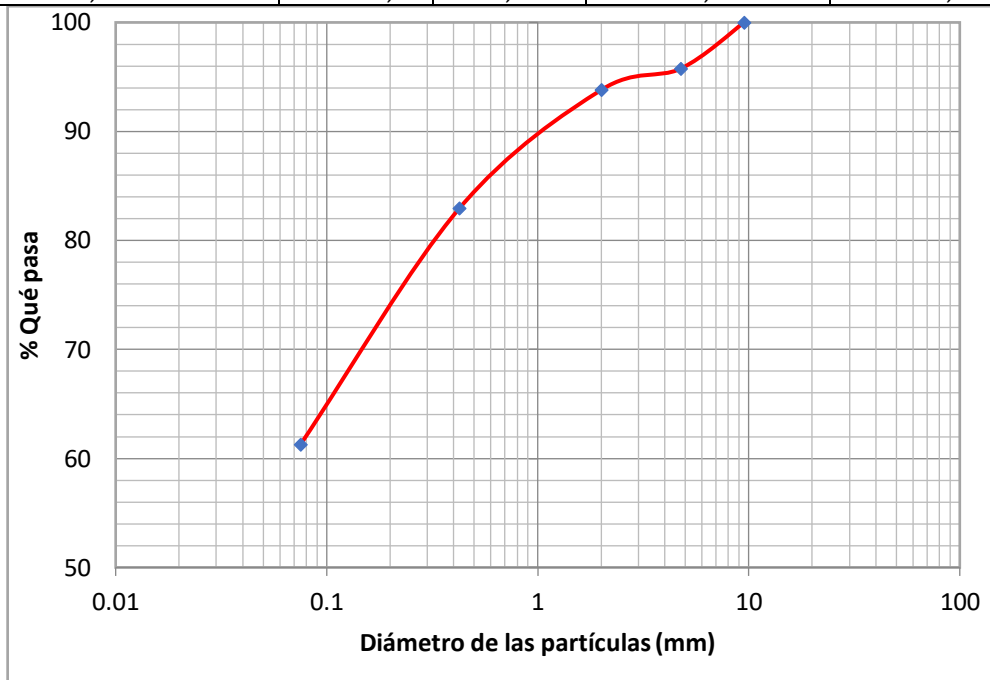
Los ensayos realizados a las muestras extraídas se los llevó a cabo en el laboratorio de suelos de la facultad de Ingeniería Civil. A continuación, se muestran los resultados:

Calicata 1,00 m

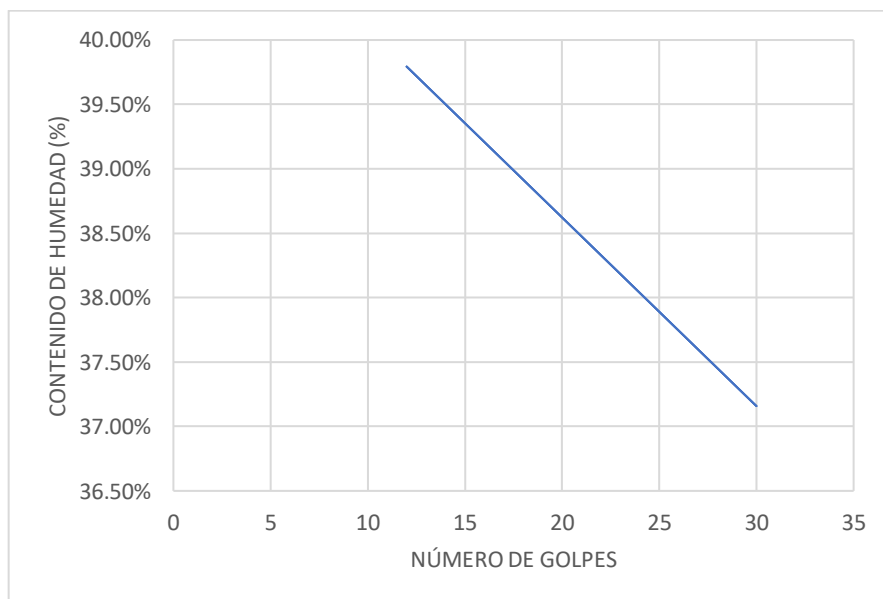
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO				
PRUEBA N°		1	2	PROMEDIO
Peso de la muestra	W	168,74	169,34	169,04
Altura	H (2 D < H > 2,5 D)	8,80	8,60	8,70
Diámetro Superior	Ds	3,90	3,90	3,90
Diámetro Central	Dc	3,80	3,85	3,83
Diámetro inferior	Di	3,85	3,90	3,88
Área Superior	As	11,95	11,95	11,95
Área Central	Ac	11,34	11,64	11,49
Área Inferior	Ai	11,64	11,95	11,79
Área media	$A_m = \frac{As + 4Ac + Ai}{6}$	11,49	11,74	11,62
Volumen	V = Am × H	101,13	100,99	101,06
$\gamma_m = W/V$		1,669	1,677	1,673
$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega\%/100}$		1,485	1,493	1,489
Gm = γ_m/γ_w		1,669	1,677	1,673
Gd = γ_m/γ_w		1,485	1,493	1,489

GRANULOMETRÍA POR LAVADO				
Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido Acumulado (%)	Retenido Parcial (%)
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
100	100,00	100,00	0,00	0,00
50	100,00	100,00	0,00	0,00
25	100,00	100,00	0,00	0,00
12,5	100,00	100,00	0,00	0,00
9,5	100,00	100,00	0,00	0,00
4,75	95,75	95,75	4,25	4,25
2	93,81	93,81	6,19	1,94
0,5	0,00	0,00	0,00	1,94
0,425	82,94	82,94	17,06	10,87

0,150	0,00	0,00	0,00	10,87
0,075	61,26	61,26	38,74	21,68



LIMITE LIQUIDO							
No Golpes	Cap Nombre	gr					%hum
		Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	
14	R68	9,70	25,39	20,94	4,45	11,24	39,59%
12	R186	9,61	23,86	19,8	4,06	10,19	39,84%
30	R5	9,63	33,84	27,2	6,64	17,57	37,79%
27	R860	9,80	27,04	22,4	4,64	12,6	36,83%



LL= 37,80%

LIMITE PLÁSTICO						
	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
R118	9,71	11,83	11,41	0,42	1,7	24,71%
X110	9,72	11,23	10,96	0,27	1,24	21,77%
R44T	9,64	12,03	11,6	0,43	1,96	21,94%
R305	9,66	11,96	11,66	0,3	2	15,00%
						20,85%

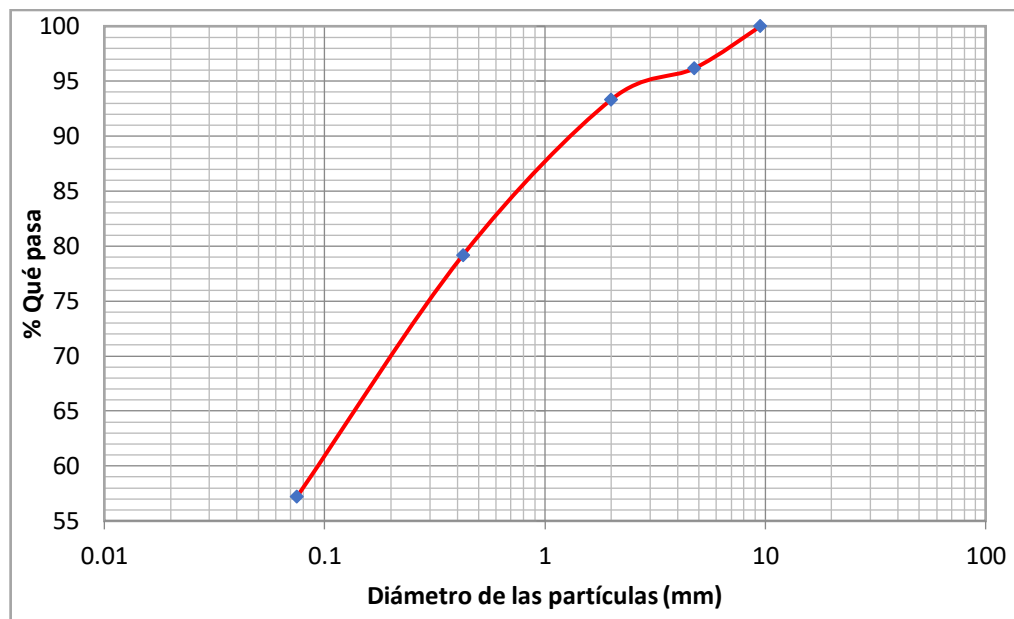
IP=LL - LP= 16,95%

	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
A42	9,63	95,68	79,94	15,74	70,31	22,39%
RX6	9,69	92,57	78,12	14,45	68,43	21,12%
R117	9,62	89,25	71,74	17,51	62,12	28,19%
R100	9,67	94,66	77,48	17,18	67,81	25,34%
PORCENTAJE DE HUMEDAD						24,26%

Calicata a los 2,00 m

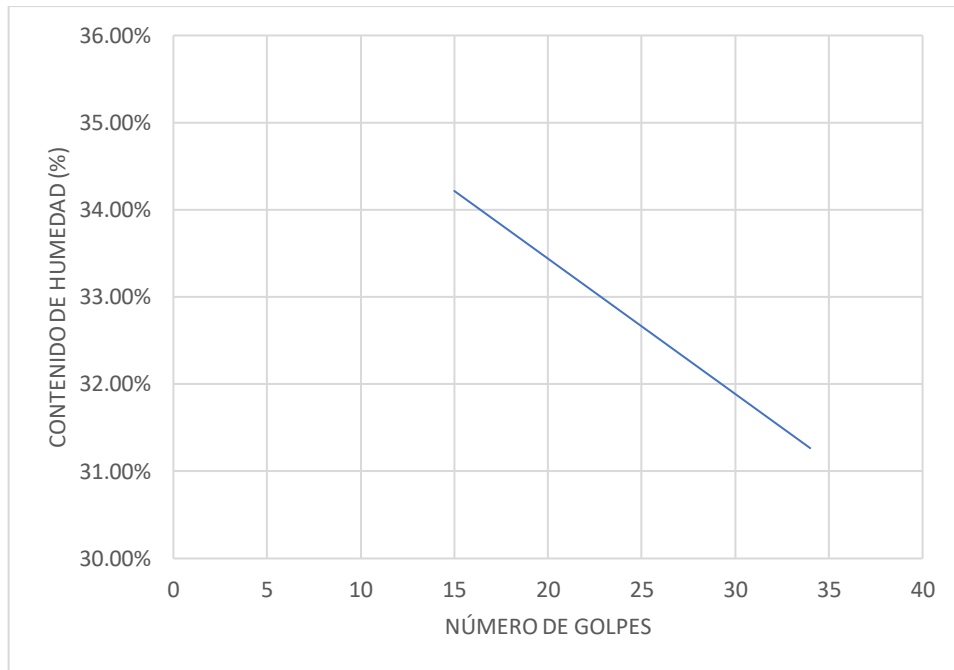
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO				
PRUEBA N°		1	2	PROMEDIO
Peso de la muestra	W	151,64	165,87	158,76
Altura	H (2 D < H > 2,5 D)	8,40	8,80	8,60
Diámetro Superior	Ds	3,90	3,85	3,88
Diámetro Central	Dc	3,80	3,85	3,83
Diámetro inferior	Di	3,90	3,90	3,90
Área Superior	As	11,95	11,64	11,79
Área Central	Ac	11,34	11,64	11,49
Área Inferior	Ai	11,95	11,95	11,95
Área media	$A_m = \frac{As + 4Ac + Ai}{6}$	11,54	11,69	11,62
Volumen	V = Am × H	96,96	102,89	99,93
$\gamma_m = W/V$		1,564	1,612	1,588
$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega_{\%}/100}$		1,290	1,329	1,309
Gm = γ_m/γ_w		1,564	1,612	1,588
Gd = γ_m/γ_w		1,290	1,329	1,309

GRANULOMETRÍA POR LAVADO				
Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido Acumulado (%)	Retenido Parcial (%)
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
100	100,00	100,00	0,00	0,00
50	100,00	100,00	0,00	0,00
25	100,00	100,00	0,00	0,00
12,5	100,00	100,00	0,00	0,00
9,5	100,00	100,00	0,00	0,00
4,75	96,16	96,16	3,84	3,84
2	93,33	93,33	6,67	2,82
0,425	0,00	0,00	0,00	2,82
0,3	79,20	79,20	20,80	14,13
0,150	0,00	0,00	0,00	14,13
0,075	57,21	57,21	42,79	21,99



LIMITE LIQUIDO							
No Golpes	Cap Nombre	gr					%hum
		Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	
15	R305	9,66	31,14	25,50	5,14	16,34	35,61%
20	R118	9,71	33,15	27,51	5,64	17,8	31,69%
27	R44T	9,63	31,57	26,24	5,33	16,61	32,09%
34	R860	9,8	35,77	29,49	6,28	19,69	31,89%

LL= 31,81%



LIMITE PLÁSTICO						
	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
X110	9,72	11,98	11,51	0,47	1,79	26,26%
R186	9,61	11,35	11	0,35	1,39	25,18%
R5	9,63	11,53	11,2	0,33	1,57	21,02%
R68	9,7	11,51	11,13	0,38	1,43	26,57%
						20,85%

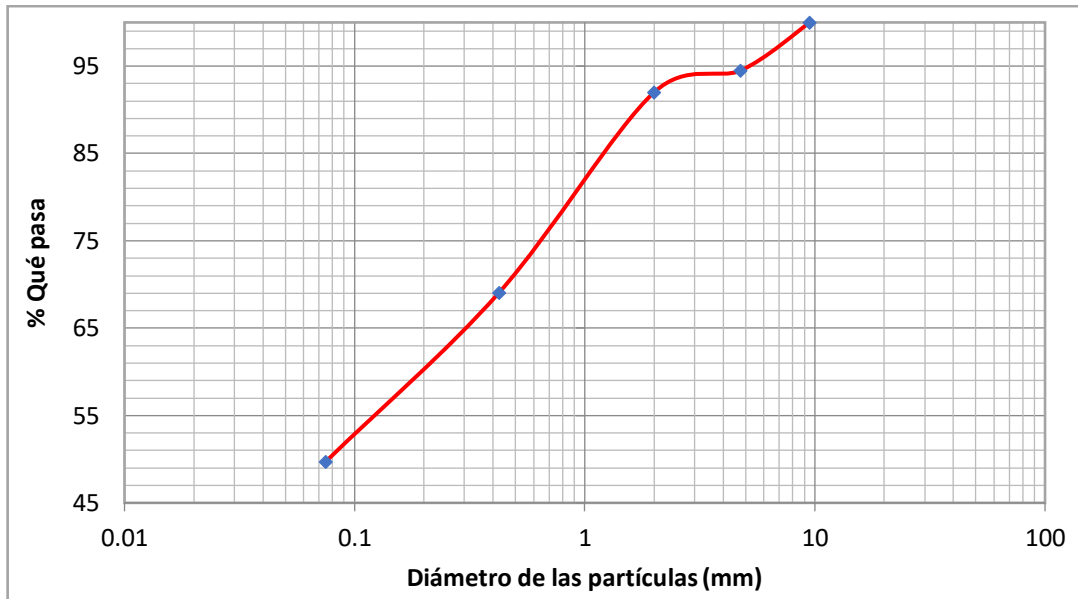
IP=LL - LP= 7,05%

	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
K14	9,64	88,15	77,25	10,9	67,61	16,12%
R121	9,68	91,29	81,07	10,22	71,39	14,32%
R50	9,61	86,37	75,33	11,04	65,72	16,80%
R73	9,56	92,55	77,84	14,71	68,28	21,54%
PORCENTAJE DE HUMEDAD						17,19%

Calicata 3,00 m

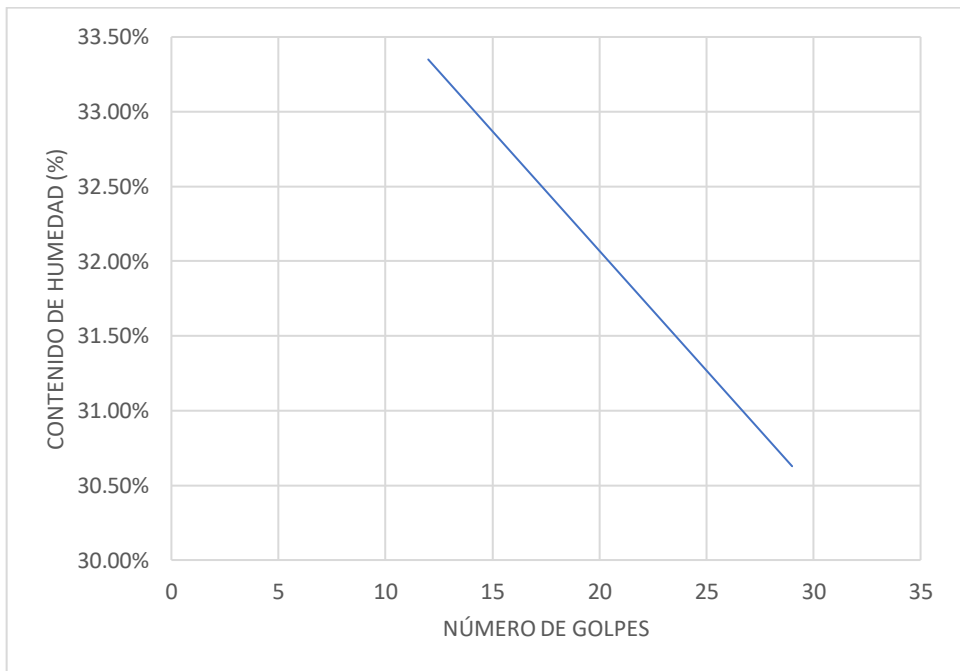
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO				
PRUEBA N°		1	2	PROMEDIO
Peso de la muestra	W	145,87	139,56	142,72
Altura H	(2 D < H > 2,5 D)	8,50	8,60	8,55
Diámetro Superior	Ds	3,90	3,80	3,85
Diámetro Central	Dc	3,80	3,90	3,85
Diámetro inferior	Di	3,90	3,90	3,90
Área Superior	As	11,95	11,34	11,64
Área Central	Ac	11,34	11,95	11,64
Área Inferior	Ai	11,95	11,95	11,95
Área media	$A_m = \frac{As + 4Ac + Ai}{6}$	11,54	11,85	11,69
Volumen	$V = A_m \times H$	98,11	101,87	99,99
$\gamma_m = W/V$		1,487	1,370	1,428
$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega_{\%}/100}$		1,240	1,143	1,192
$G_m = \gamma_m/\gamma_w$		1,487	1,370	1,428
$G_d = \gamma_m/\gamma_w$		1,240	1,143	1,192

GRANULOMETRÍA POR LAVADO				
Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido Acumulado (%)	Retenido Parcial (%)
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
100	100,00	100,00	0,00	0,00
50	100,00	100,00	0,00	0,00
25	100,00	100,00	0,00	0,00
12,5	100,00	100,00	0,00	0,00
9,5	100,00	100,00	0,00	0,00
4,75	94,49	94,49	5,51	5,51
2	91,99	91,99	8,01	2,49
0,425	0,00	0,00	0,00	2,49
0,3	69,09	69,09	30,91	22,90
0,150	0,00	0,00	0,00	22,90
0,075	49,73	49,73	50,27	19,36



LIMITE LIQUIDO							
		gr					
No Golpes	Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
12	R23	9,69	35,23	28,88	6,35	19,19	33,09%
20	R10	9,63	35,53	29,16	6,37	19,53	32,62%
27	R20y	9,64	31,87	26,65	5,22	17,01	30,69%
29	R33	9,64	34,48	28,66	5,82	19,02	30,60%

LL= 31,27%



LIMITE PLASTICO						
	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
R22	9,54	10,82	10,53	0,29	0,99	29,29%
R470	9,57	10,65	10,42	0,23	0,85	27,06%
R14	9,67	10,91	10,66	0,25	0,99	25,25%
R4	9,6	10,37	10,19	0,18	0,59	30,51%
						28,03%

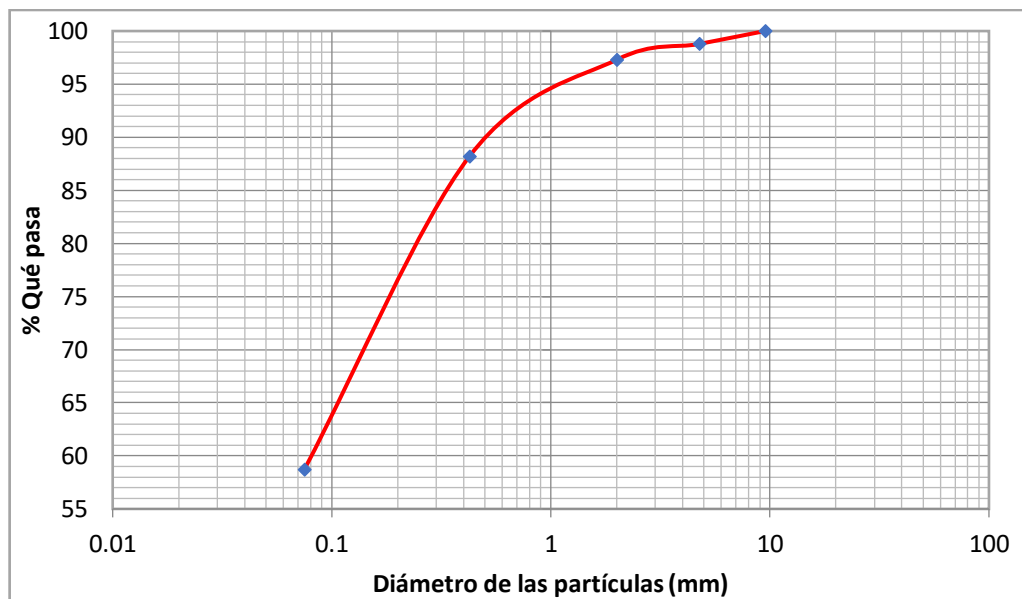
IP=LL - LP= 3,24%

	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
R186	9,63	83,48	73,61	9,87	63,98	15,43%
R44T	9,65	85,92	75,85	10,07	66,2	15,21%
R118	9,73	89,79	79,09	10,7	69,36	15,43%
R10	9,65	82,14	72,9	9,24	63,25	14,61%
PORCENTAJE DE HUMEDAD						15,17%

Calicata 4,00 m

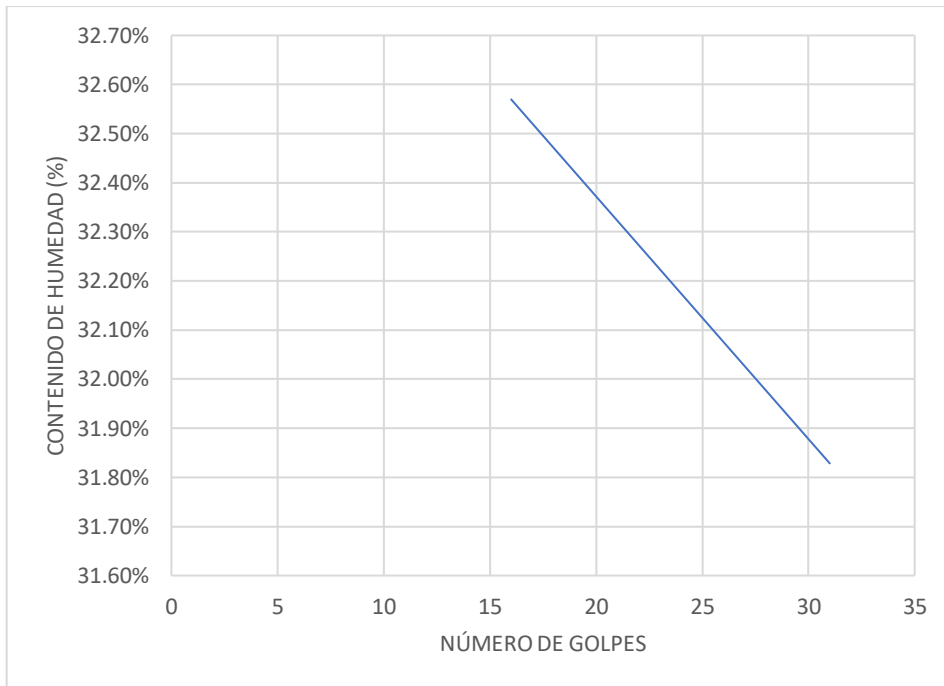
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO				
PRUEBA N°		1	2	PROMEDIO
Peso de la muestra	W	129,45	134,67	132,06
Altura H	(2 D < H > 2,5 D)	8,00	8,50	8,25
Diámetro Superior	Ds	3,90	3,90	3,90
Diámetro Central	Dc	3,90	3,80	3,85
Diámetro inferior	Di	3,95	3,90	3,93
Área Superior	As	11,95	11,95	11,95
Área Central	Ac	11,95	11,34	11,64
Área Inferior	Ai	12,25	11,95	12,10
Área media	$A_m = \frac{As + 4Ac + Ai}{6}$	12,00	11,54	11,77
Volumen	$V = A_m \times H$	95,98	98,11	97,05
$\gamma_m = W/V$		1,349	1,373	1,361
$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega\%/100}$		1,058	1,077	1,068
$G_m = \gamma_m/\gamma_w$		1,349	1,373	1,361
$G_d = \gamma_m/\gamma_w$		1,058	1,077	1,068

GRANULOMETRIA POR LAVADO				
Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido Acumulado (%)	Retenido Parcial (%)
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
100	100,00	100,00	0,00	0,00
50	100,00	100,00	0,00	0,00
25	100,00	100,00	0,00	0,00
12,5	100,00	100,00	0,00	0,00
9,5	100,00	100,00	0,00	0,00
4,75	98,78	98,78	1,22	1,22
2	97,30	97,30	2,70	1,48
0,425	0,00	0,00	100,00	1,48
0,3	88,19	88,19	11,81	9,11
0,150	0,00	0,00	100,00	9,11
0,075	58,71	58,71	41,29	29,48



LIMITE LIQUIDO							
		gr					
No Golpes	Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
16	A42	9,63	29,48	24,6	4,88	14,97	32,60%
22	R50	9,61	31,6	26,23	5,37	16,62	32,31%
28	R121	9,68	33,1	27,46	5,64	17,78	31,72%
31	K14	9,64	30,05	25,1	4,95	15,46	32,02%

LL= 32,07%



LIMITE PLASTICO						
	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
R100X	9,67	11,32	11,05	0,27	1,38	19,57%
R73	9,56	10,64	10,39	0,25	0,83	30,12%
RX6	9,69	10,85	10,6	0,25	0,91	27,47%
R117	9,62	11,01	10,67	0,34	1,05	32,38%
						27,38%

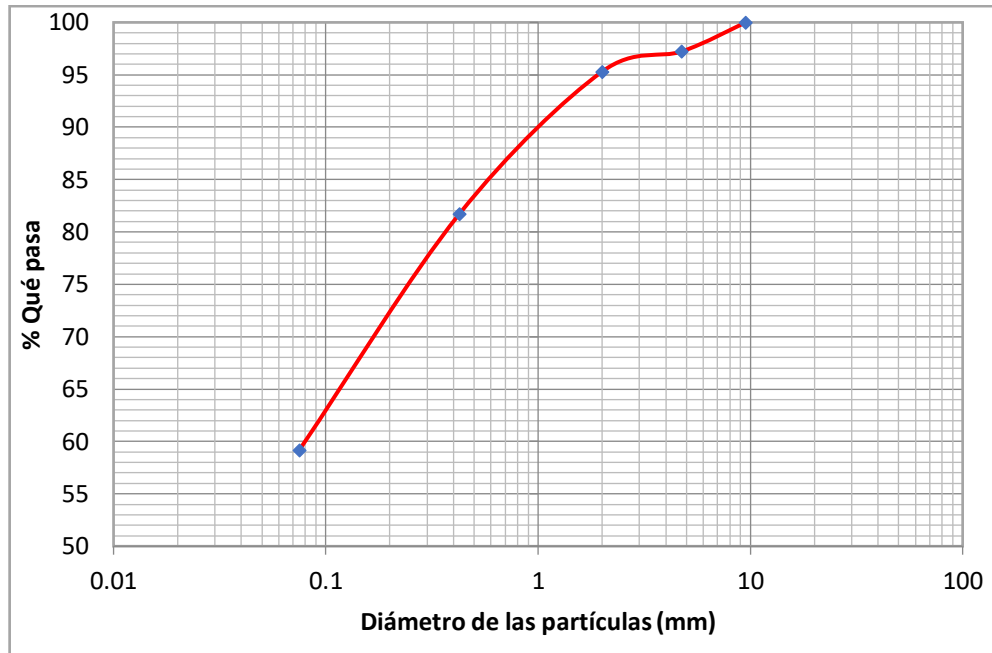
IP=LL - LP= 4,68%

	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
R305	9,65	82,93	74,45	8,48	64,8	13,09%
X110	9,72	85,96	77,3	8,66	67,58	12,81%
R22	9,59	88,31	79,25	9,06	69,66	13,01%
R14	9,67	75,47	67,83	7,64	58,16	13,14%
PORCENTAJE DE HUMEDAD						13,01%

Calicata 5,00 m

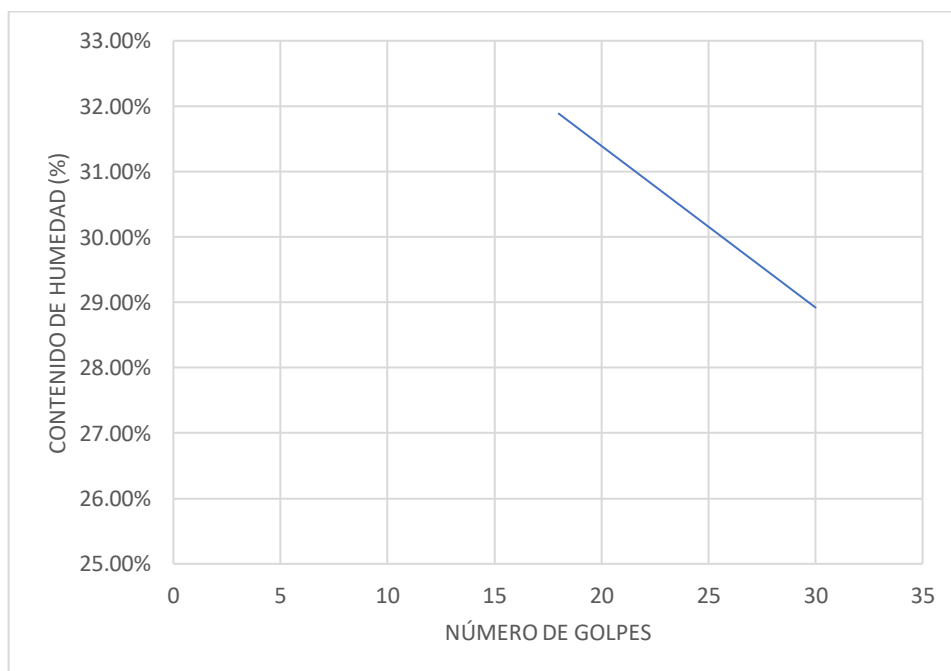
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO				
PRUEBA N°		1	2	PROMEDIO
Peso de la muestra	W	127,89	132,65	130,27
Altura H	(2 D < H > 2,5 D)	8,50	9,00	8,75
Diámetro Superior	Ds	3,90	3,85	3,88
Diámetro Central	Dc	3,90	3,85	3,88
Diámetro inferior	Di	3,85	3,90	3,88
Área Superior	As	11,95	11,64	11,79
Área Central	Ac	11,95	11,64	11,79
Área Inferior	Ai	11,64	11,95	11,79
Área media	$A_m = \frac{As + 4Ac + Ai}{6}$	11,90	11,69	11,79
Volumen	$V = A_m \times H$	101,11	105,23	103,17
$\gamma_m = W/V$		1,265	1,261	1,263
$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega_{\%}/100}$		1,043	1,039	1,041
$G_m = \gamma_m/\gamma_w$		1,265	1,261	1,263
$G_d = \gamma_m/\gamma_w$		1,043	1,039	1,041

GRANULOMETRIA POR LAVADO				
Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido Acumulado (%)	Retenido Parcial (%)
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
100	100,00	100,00	0,00	0,00
50	100,00	100,00	0,00	0,00
25	100,00	100,00	0,00	0,00
12,5	100,00	100,00	0,00	0,00
9,5	100,00	100,00	0,00	0,00
4,75	97,22	97,22	2,78	2,78
2	95,30	95,30	4,70	1,93
0,425	0,00	0,00	100,00	1,93
0,3	81,70	81,70	18,30	13,60
0,150	0,00	0,00	100,00	13,60
0,075	59,18	59,18	40,82	22,52



LIMITE LIQUIDO							
		gr					
No Golpes	Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
18	R860	9,8	33,24	27,68	5,56	17,88	31,10%
20	R118	9,71	32,54	26,98	5,56	17,27	32,19%
26	R44T	9,64	33,78	28,17	5,61	18,53	30,28%
30	R5	9,63	35,03	29,39	5,64	19,76	28,54%

LL= 30,09%



LIMITE PLASTICO						
	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
R68	9,7	10,44	10,29	0,15	0,59	25,42%
X110	9,72	11,23	10,92	0,31	1,2	25,83%
R186	9,61	11,55	11,21	0,34	1,6	21,25%
R305	9,66	11,96	11,35	0,61	1,69	36,09%
						27,15%

IP=LL - LP= 2,94%

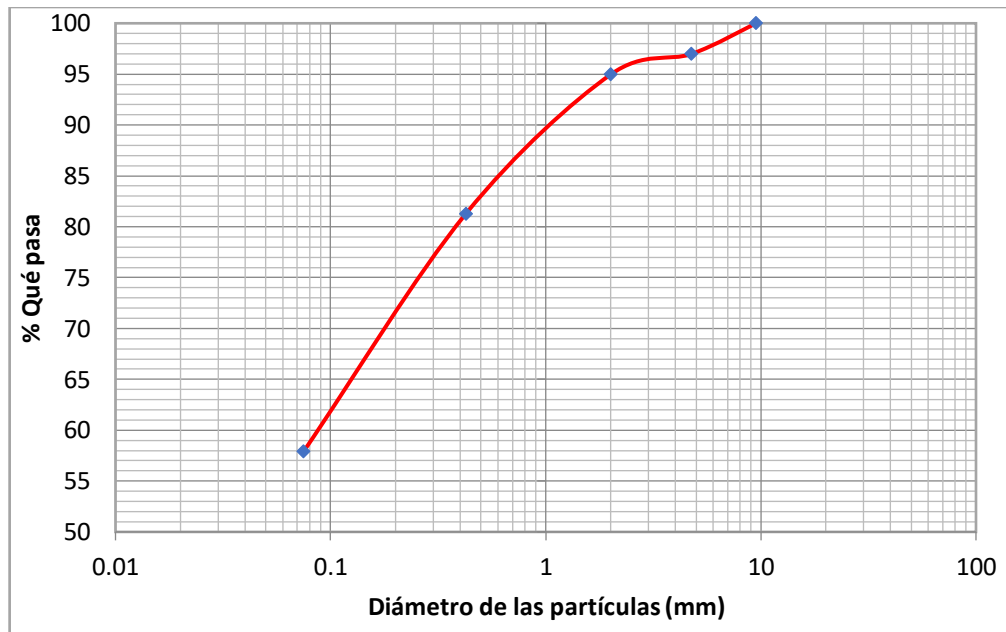
	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
R341	9,71	87,66	80,89	6,77	71,18	9,51%
R48	9,66	86,83	79,02	7,81	69,36	11,26%
R33	9,66	89,83	82,36	7,47	72,70	10,28%
E41	9,57	88,46	80,62	7,84	71,05	11,03%
PORCENTAJE DE HUMEDAD						10,52%

Calicata 6,00 m

PESO ESPECÍFICO DEL SUELO				
PRUEBA N°		1	2	PROMEDIO
Peso de la muestra	W	125,98	116,24	121,11
Altura	H (2 D < H > 2,5 D)	9,00	8,55	8,78
Diámetro Superior	Ds	3,90	3,90	3,90
Diámetro Central	Dc	3,80	3,90	3,85
Diámetro inferior	Di	3,85	3,90	3,88
Área Superior	As	11,95	11,95	11,95
Área Central	Ac	11,34	11,95	11,64
Área Inferior	Ai	11,64	11,95	11,79
Área media	$A_m = \frac{As + 4Ac + Ai}{6}$	11,49	11,95	11,72
Volumen	V = Am × H	103,43	102,14	102,78
$\gamma_m = W/V$		1,218	1,138	1,178
$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega_{\%}/100}$		1,004	1,135	1,070
Gm = γ_m/γ_w		1,218	1,138	1,178
Gd = γ_m/γ_w		1,004	1,135	1,070

GRANULOMETRIA POR LAVADO

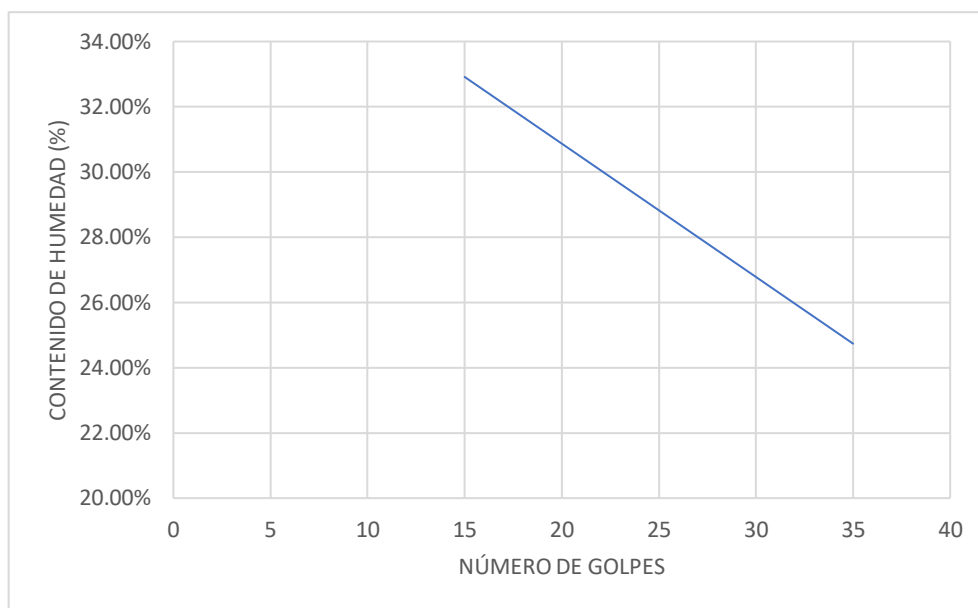
Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido Acumulado (%)	Retenido Parcial (%)
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
		100,00	0,00	0,00
100	100,00	100,00	0,00	0,00
50	100,00	100,00	0,00	0,00
25	100,00	100,00	0,00	0,00
12,5	100,00	100,00	0,00	0,00
9,5	100,00	100,00	0,00	0,00
4,75	96,98	96,98	3,02	3,02
2	94,95	94,95	5,05	2,02
0,425	0,00	0,00	0,00	2,02
0,3	81,27	81,27	18,73	13,69
0,150	0,00	0,00	0,00	13,69
0,075	57,92	57,92	42,08	23,34



LIMITE LIQUIDO

No Golpes	Cap Nombre	gr					%hum
		Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	
15	R14	9,67	36,46	29,78	6,68	20,11	33,22%
21	R33	9,64	33,28	27,67	5,61	18,03	31,11%
27	R22	9,54	34,66	29,46	5,2	19,92	26,10%
35	R10	9,63	36,79	31,24	5,55	21,61	25,68%

LL= 28,80%



LIMITE PLASTICO						
	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
R20Y	9,64	11,45	11,06	0,39	1,42	27,46%
A42	9,63	11,51	11,11	0,4	1,48	27,03%
R50	9,61	11,63	11,22	0,41	1,61	25,47%
R73	9,56	11,07	10,74	0,33	1,18	27,97%
						26,98%

IP=LL - LP= 1,82%

	gr					
Cap Nombre	Wcap	Wcap+Shum	Wcap+Sseco	Wagua	Wss	%hum
R59X	9,54	70,05	65,95	4,1	56,41	7,27%
R68	9,84	73,66	69,11	4,55	59,27	7,68%
R96	9,64	78,15	73,05	4,8	63,71	7,53%
R63	9,64	79,45	74,41	5,04	64,77	7,78%
PORCENTAJE DE HUMEDAD						7,57%

Tabla 10 Peso unitario del suelo en las diferentes calicatas. Fuente: Elaboración propia

PESO UNITARIO DEL SUELO

CALICATA	Muestra 1	Muestra 2	Promedio	Unidad
C-1	1,669	1,677	1,673	gr/cm ³
C-2	1,564	1,612	1,588	gr/cm ³
C-3	1,487	1,370	1,428	gr/cm ³
C-4	1,349	1,373	1,361	gr/cm ³
C-5	1,265	1,261	1,263	gr/cm ³
C-6	1,218	1,138	1,178	gr/cm ³

Teniendo en cuenta que los valores para el peso específico del material grueso del suelo varían en un rango de 2.65 a 2.72, entonces, en la tabla se puede observar que se trata de un suelo limo-arcilloso con valores para el peso unitario de 1.17 a 1.67 gr/cm³.

Tabla 11 Granulometría mediante el método de lavado. Fuente: Elaboración propia

GRANULOMETRÍA POR LAVADO

CALICATA	D60	D30	D10	Pasa tamiz N°4	Pasa tamiz N°200
C-1	0,90	0,61	0,42	95,75	61,26
C-2	0,85	0,57	0,38	96,16	57,21
C-3	0,87	0,58	0,38	94,49	49,73
C-4	0,82	0,56	0,38	98,78	58,71
C-5	0,84	0,56	0,38	97,22	59,18
C-6	0,84	0,56	0,38	96,98	57,92

Analizando los porcentajes pasantes por el tamiz #200, se puede observar que, en cada muestra de suelo, el porcentaje de las partículas finas es mucho mayor que las partículas gruesas, por ende, se puede afirmar que se trata de un suelo fino.

Tabla 12 Determinación de los límites de Atterberg. Fuente: Elaboración propia

LIMITES DE ATTERBERG

CALICATA	Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice de Plasticidad (IP)	Humedad Natural (ω)
C-1	37,80%	20,85%	16,95%	11,36%
C-2	31,81%	24,76%	7,05%	11,60%
C-3	31,27%	28,03%	3,24%	13,01%
C-4	32,07%	27,38%	4,68%	13,33%
C-5	30,09%	27,15%	2,94%	17,19%
C-6	28,80%	26,98%	1,82%	24,26%

Como se observa en la tabla 3, el suelo de esta zona presenta una plasticidad medianamente alta para la primera calicata, y va disminuyendo hasta casi no tener plasticidad, siendo así se puede decir que el suelo es duro y está compactado.

Tabla 13 Ensayo de compresión simple a los 2,00 y 6,00 metros de profundidad. Fuente: Elaboración propia

COMPRESIÓN SIMPLE

CALICATA	Angulo de fricción Φ' (°)	Cohesión c (kg/cm ²)	Humedad ω (%)	Esfuerzo ultimo qu (kg/Cm ²)
C-1	14,83°	0,181	11,77%	0,362
C-2	24,78°	0,261	25,79%	0,522

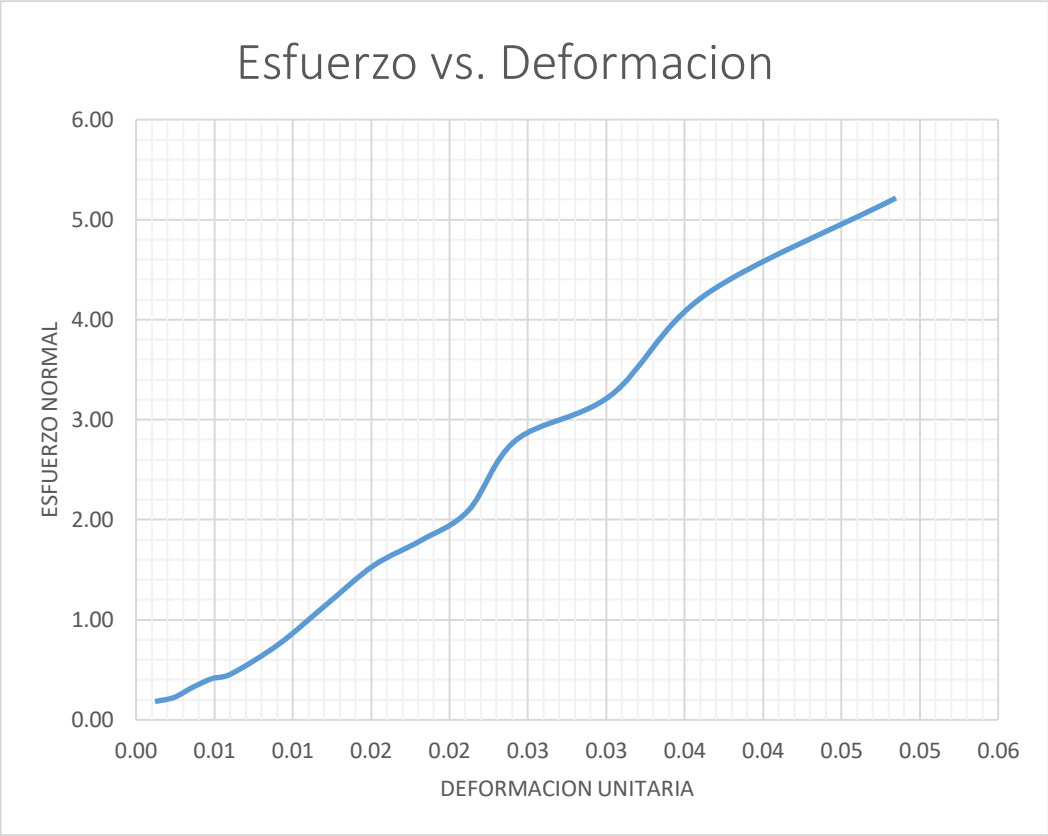


Gráfico 1 Esfuerzo vs deformación del suelo a 2,00 m. Fuente: Elaboración propia

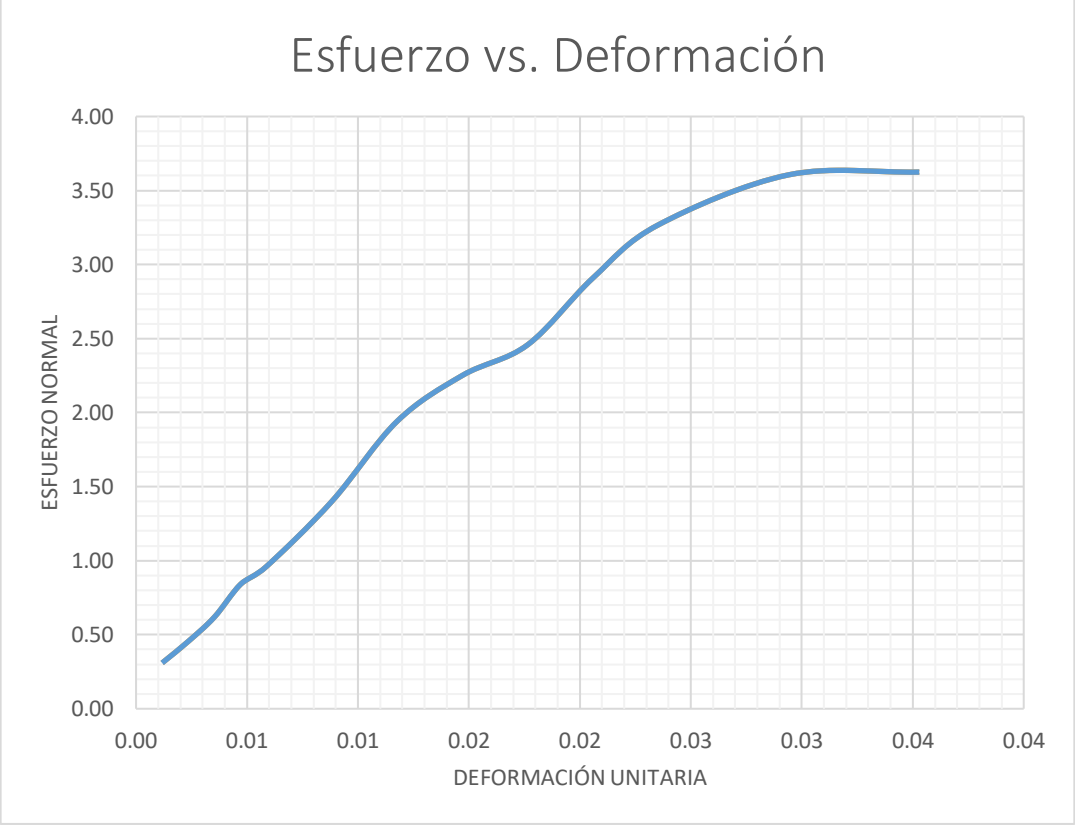


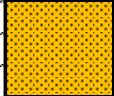





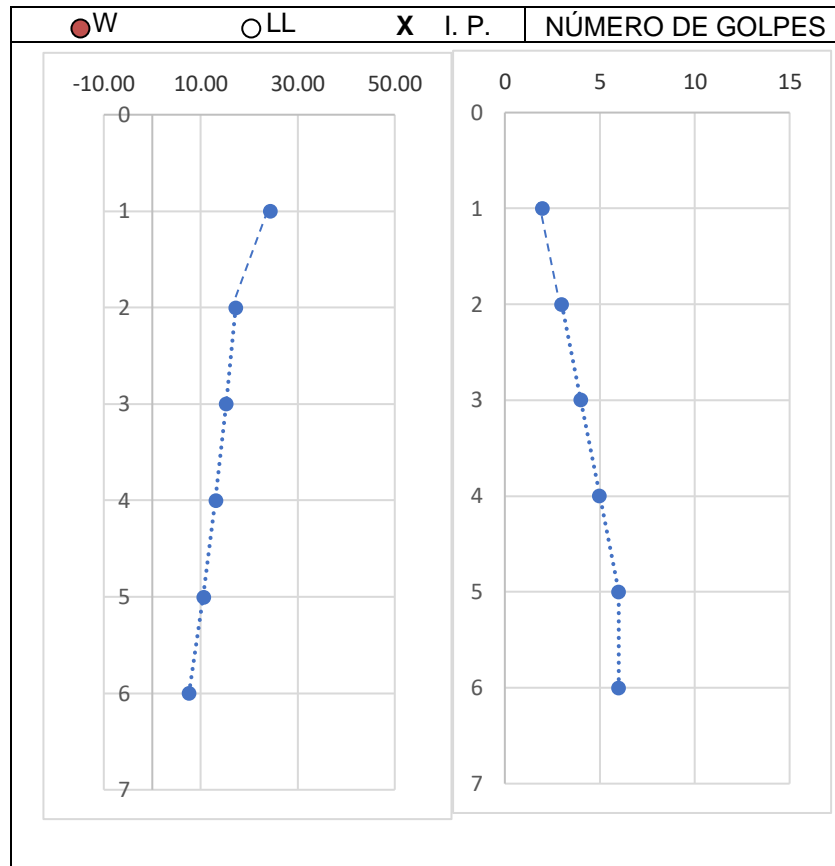
Gráfico 2 Esfuerzo vs deformación del suelo a 6,00 m. Fuente: Elaboración propia

3.2.3. Perfil estratigráfico del suelo

El perfil estratigráfico de la zona de estudio se desarrolló gracias a los ensayos realizados en laboratorio, en donde se pudo obtener la clasificación del suelo y sus propiedades. En la estratigrafía se observa que en los tres primeros sondeos poseen un tipo de suelo distinto en cada una, mientras que en los tres últimos metros el suelo es más uniforme presentándose un solo tipo de suelo.

Tabla 14 Estratigrafía del suelo. Fuente: Elaboración propia

PROF mts.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ESTRATI GRAFIA	NAF	MUESTRA		CLASIF. SUCS	W %	L. L. %	L. P. %	I. P. %	GRANULOMETRIA			"qu" (Kg/cm ²)	P. UNIT. (Kg/cm ²)	SPT N/pie
				#	PROFUNDIDAD						%Pasante tamiz N° 4	%Pasante tamiz N°40	%Pasante tamiz N°200			
1	Suelo con arcillas inórganicas baja o media compresibilidad			1	1,00- 2,00	CL	24,26	37,8	20,85	16,95	95,75	82,94	61,26	1,673	2	
2	Suelo con limos y arcillas inórganicas baja o media compresibilidad			2	2,00- 3,00	ML	17,19	31,81	24,76	48,05	96,16	79,20	57,21	0,36	1,85	3
3	Suelo arenoso con una apreciable cantidad de finos no plásticos			3	3,00- 4,00	SM	15,17	31,27	28,03	62,53	94,49	69,09	49,73	0,39	1,428	4
4	Suelo con limos y arcillas inórganicas baja o media compresibilidad			4	4,00- 5,00	ML	13,01	32,07	27,38	51,83	98,78	88,19	58,71	0,42	1,361	5
5	Suelo con limos y arcillas inórganicas baja o media compresibilidad			5	5,00- 6,00	ML	10,52	30,09	27,15	20,06	97,22	81,70	59,18	0,50	1,96	6
6	Suelo con limos y arcillas inórganicas baja o media compresibilidad			6	6,00- 7,00	ML	7,57	28,80	26,98	19,61	96,98	81,27	57,92	0,52	1,85	6



3.2.4. Cálculo del factor de seguridad mediante los ábacos de Hoek y Bray

Existen varios métodos para determinar el factor de seguridad en taludes o laderas como ya se los mencionó anteriormente, en este caso se usará los ábacos de Hoek y Bray para determinar el factor de seguridad del talud.

Para aplicar este método se ha considerado un plano de rotura circular, ya que el comportamiento de la masa del talud tiende a ser la de un suelo homogéneo, es por ello, que el tipo de rotura con más probabilidades de suceder sería la circular.

Para una profundidad de 2,00 m

Cohesión del suelo $c' = 17,77 \text{ kN/m}^2$

Altura $H = 2,00 \text{ m}$

Ángulo de fricción del suelo $\Phi = 14,83^\circ$

Peso unitario del suelo $\gamma = 18,14 \text{ kN/m}^3$

Ángulo de inclinación de la ladera $\beta = 38,66^\circ$

- No existe presión intersticial en el talud, por ende, el caso en el que se encuentra el talud es el 1.

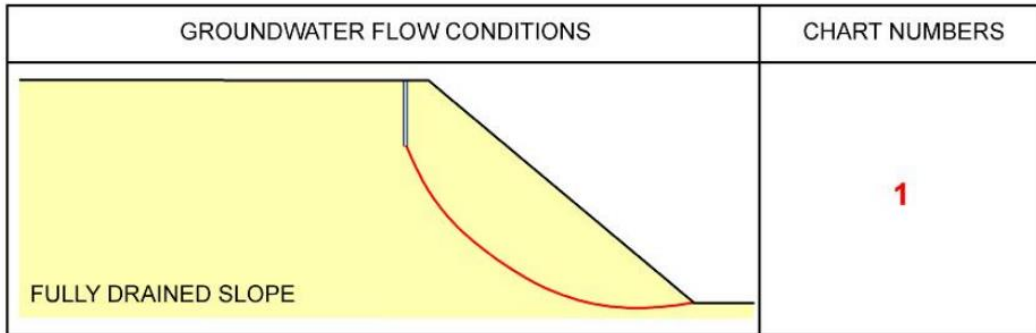


Figura 40 Condiciones de la presión intersticial para la selección de los ábacos. Fuente: Estabilidad de taludes en suelo. Cálculo, Luis Ortuño

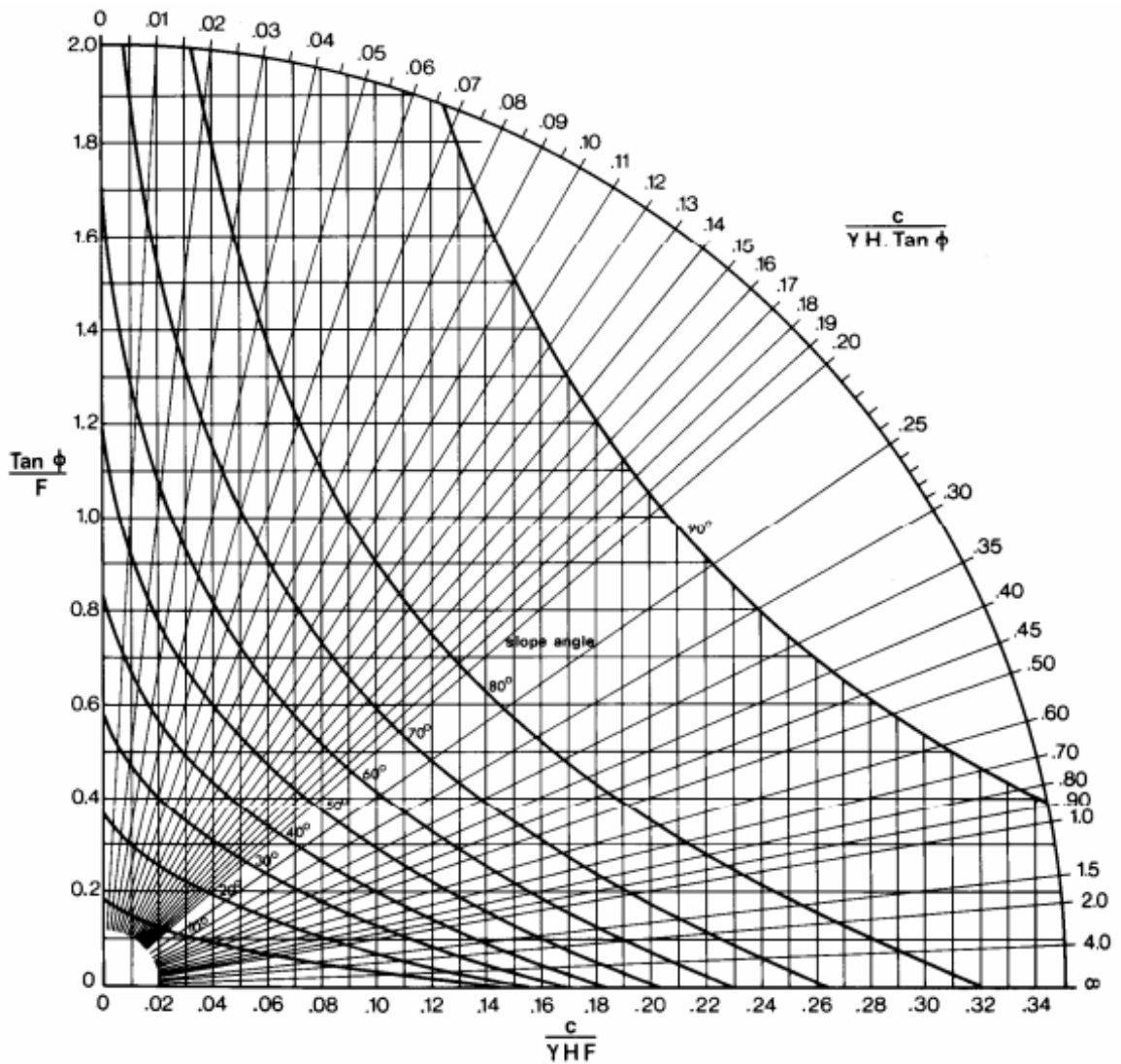


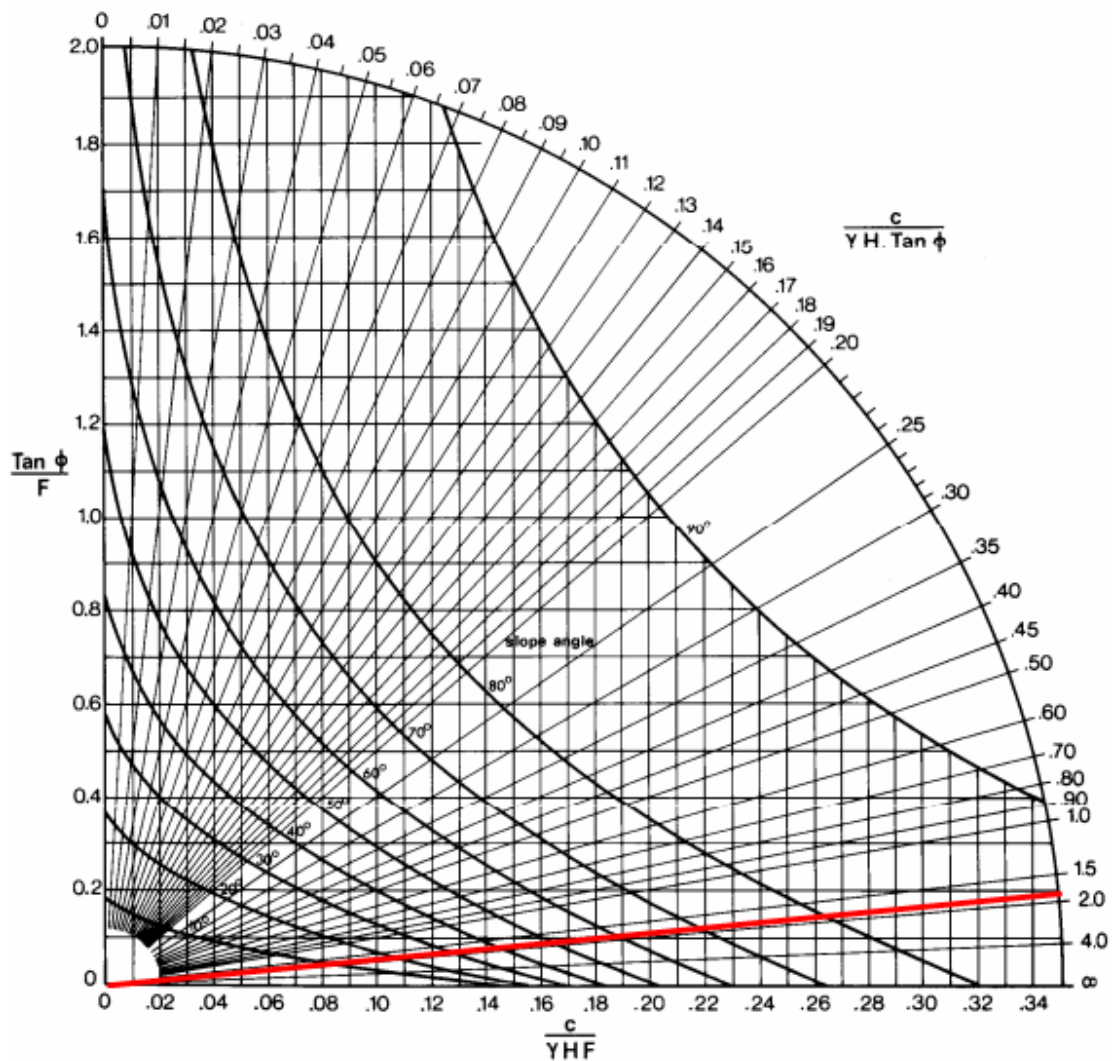
Figura 41 Abaco de Hoek y Bray para el caso 1. Fuente: Hoek y Bray, 2001

- Para hacer uso del ábaco es necesario determinar el siguiente parámetro adimensional:

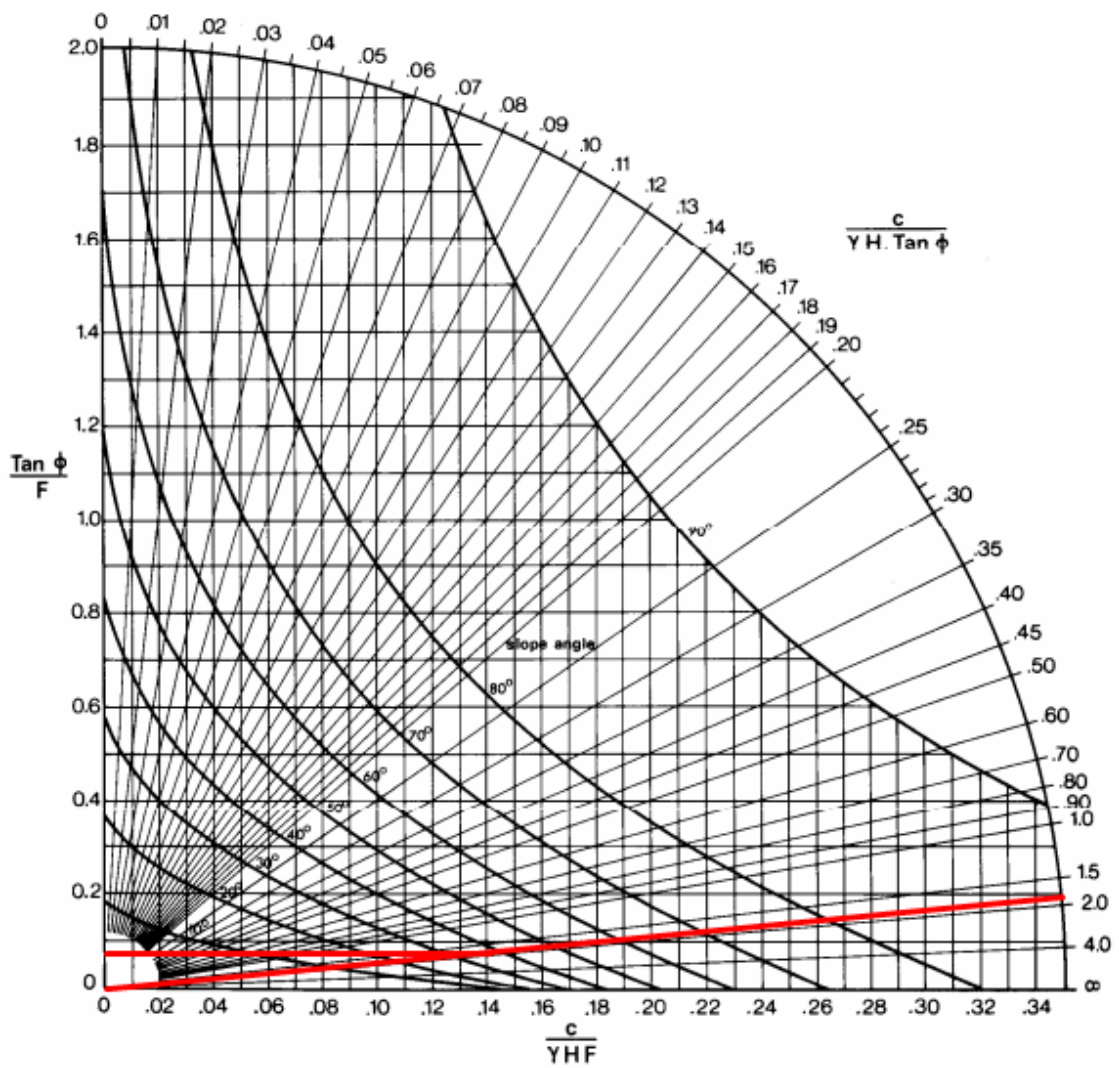
$$\frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot \tan \phi'}$$

$$\frac{17,77}{18,14 \times 2,00 \times \tan 14,83^\circ} = 1,85$$

Se ubica el valor obtenido en el borde circular exterior del ábaco, desde este punto se traza una recta que se intercepta en el origen de las coordenadas.



Se posiciona el ángulo de inclinación de la ladera y se traza una recta que intercepte con la abscisa o la ordenada, esto es a su elección, y se determina el valor del factor de seguridad.



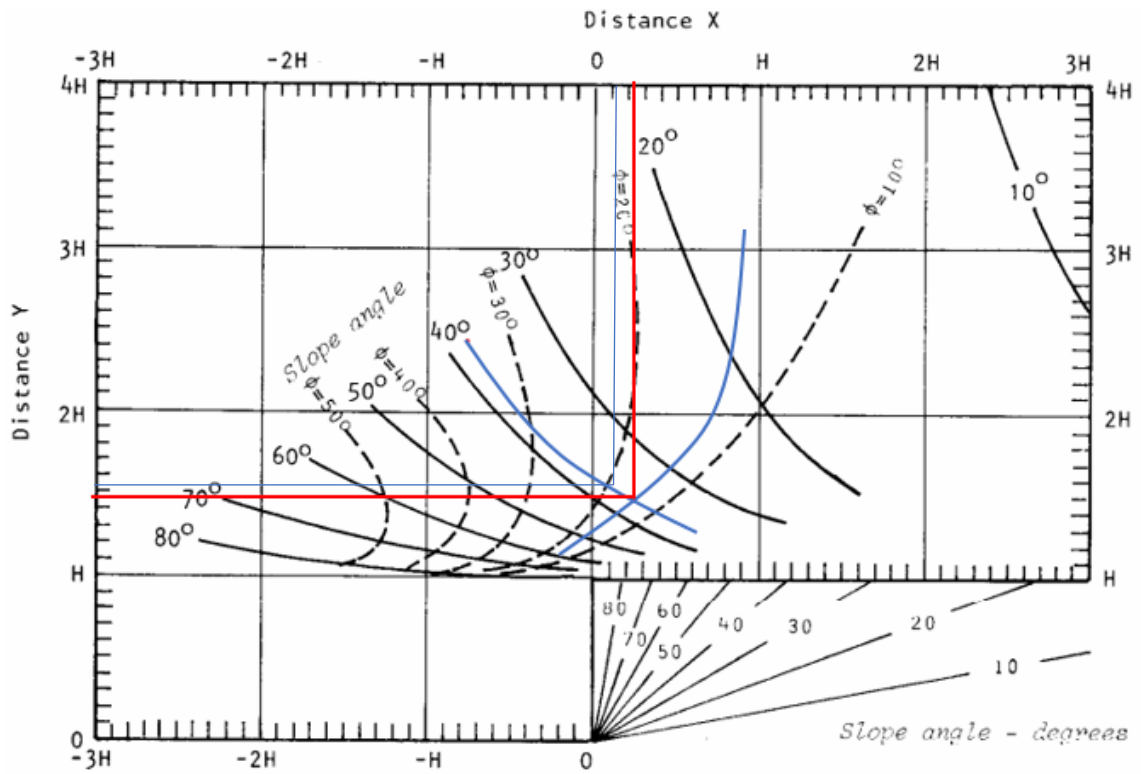
$$\frac{\tan \phi}{F} = 0,14$$

$$\frac{\tan 14,83^\circ}{F} = 0,08$$

$$F = \frac{\tan 14,83^\circ}{0,08} = 3,31$$

El factor de seguridad calculado es mayor a la unidad, por ende, se habla de condiciones de estabilidad para la ladera.

A continuación, se identificará el punto de falla crítico en el círculo, y la grieta de tensión crítica.



$$H = 2,00 \text{ m}$$

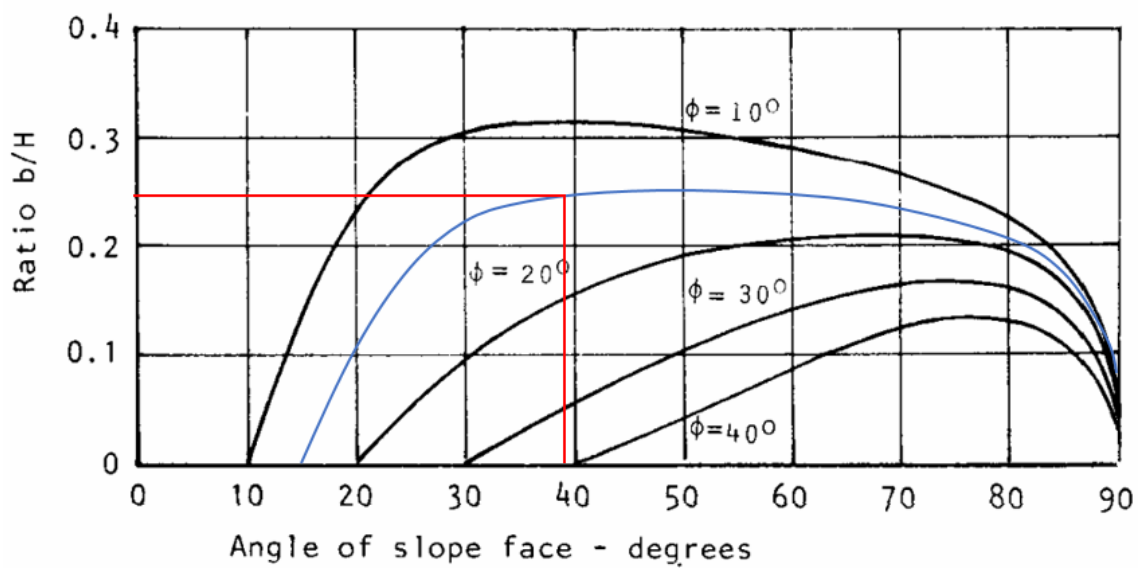
$$\text{Distancia en } x = 0,21 H \quad x = 0,21 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,42 \text{ m}}$$

$$\text{Distancia en } y = 1,47 H \quad y = 1,47 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{2,94 \text{ m}}$$

Ubicación de la grieta de tensión:

$$\phi = 14,83^\circ$$

$$\beta = 38,66^\circ$$

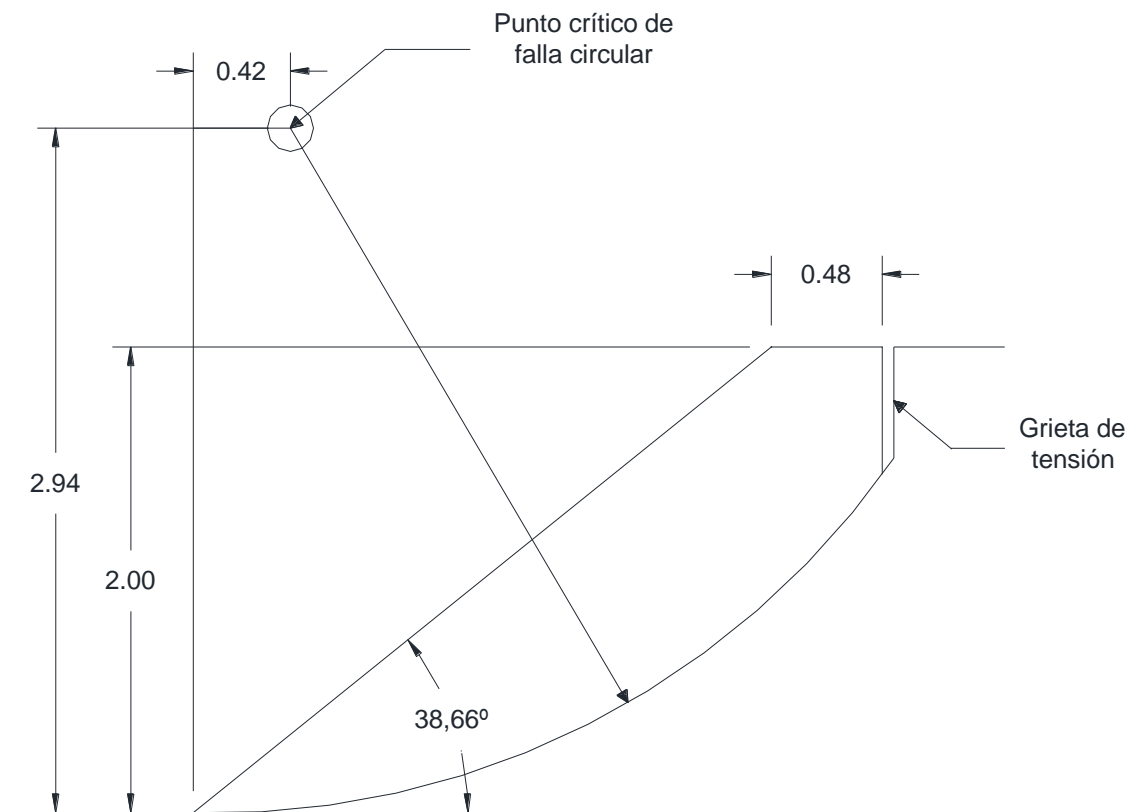


$$\frac{b}{h} = 0,24$$

$$b = 0,24 \times 2,00 \text{ m} = \mathbf{0,48 \text{ m}}$$

La distancia a la que se encuentra la grieta de tensión es a 48 cm a partir de punto donde empieza la corona del talud o ladera.

Con todos los datos calculados se procede a realizar la gráfica de la ladera para un $H=2,00 \text{ m}$.



Para una profundidad de 6,00 m

Cohesión del suelo $c' = 25,60 \text{ kN/m}^2$

Altura $H = 6,00 \text{ m}$

Ángulo de fricción del suelo $\Phi = 24,78^\circ$

Peso unitario del suelo $\gamma = 15,93 \text{ kN/m}^3$

Ángulo de inclinación de la ladera $\beta = 38,66^\circ$

- No existe presión intersticial en el talud, por ende, el caso en el que se encuentra el talud es el 1.

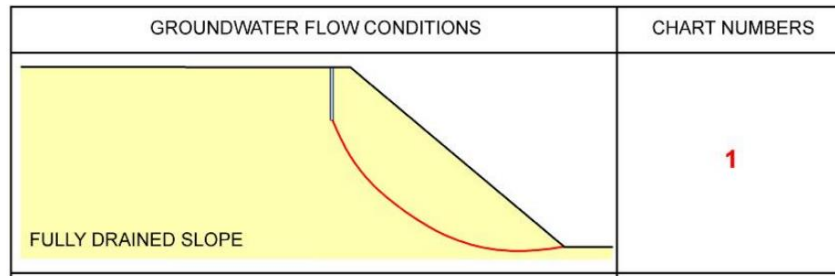


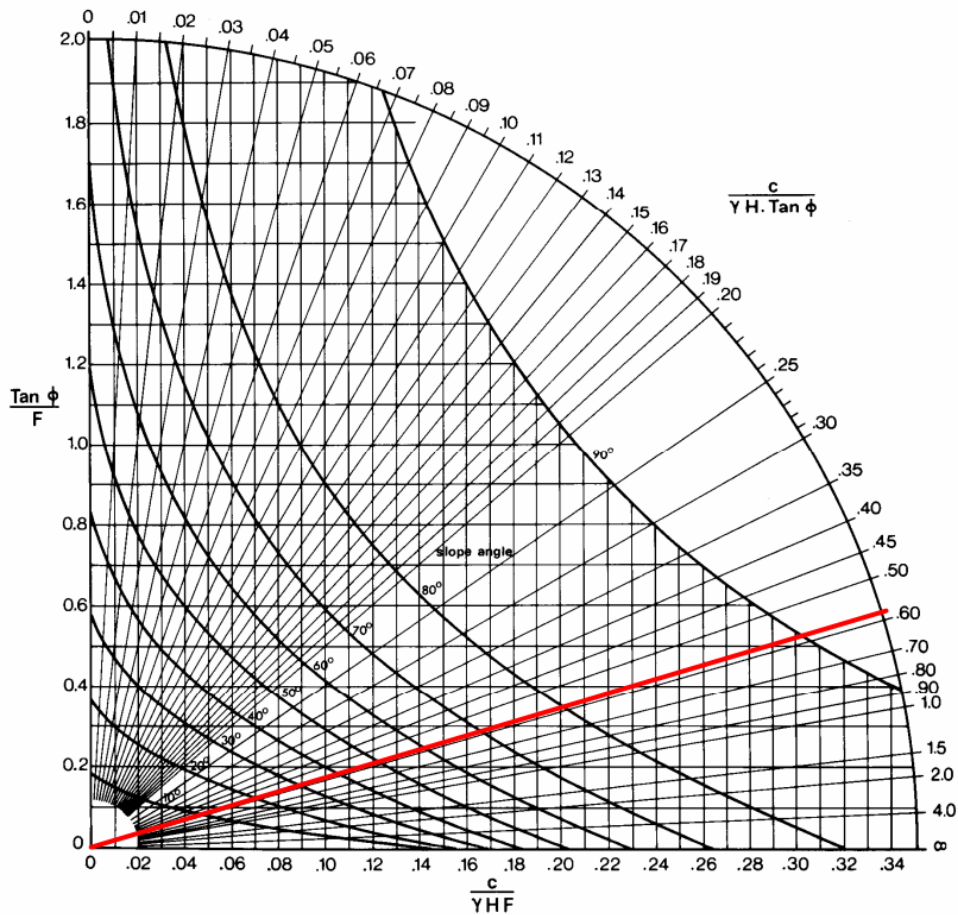
Figura 42 Condiciones de la presión intersticial para la selección de los ábacos. Fuente: Estabilidad de taludes en suelo. Cálculo, Luis Ortuño

- Para hacer uso del ábaco es necesario determinar el siguiente parámetro adimensional:

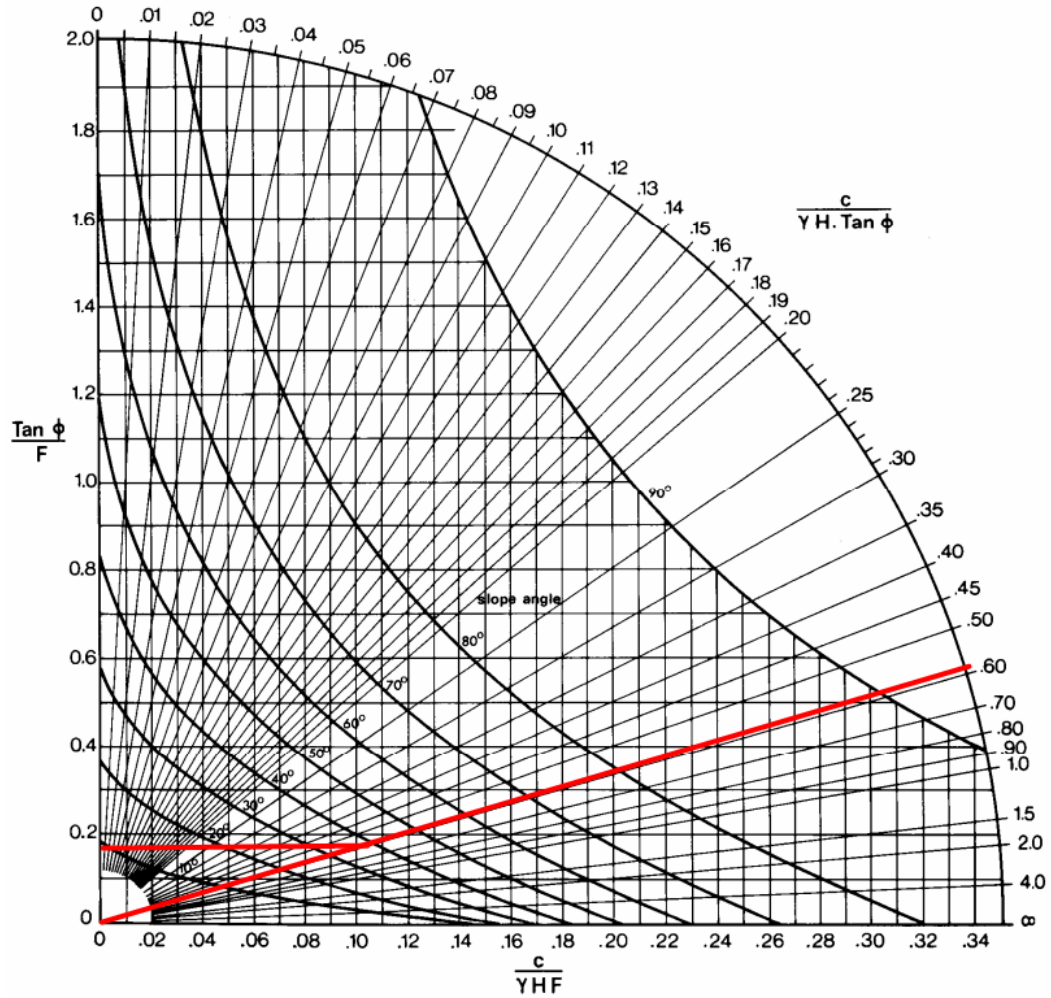
$$\frac{c'}{\gamma \cdot H \cdot \tan \phi'}$$

$$\frac{25,60}{15,93 \times 6,00 \times \tan 24,78^\circ} = 0,58$$

Se ubica el valor obtenido en el borde circular exterior del ábaco, desde este punto se traza una recta que se intercepta en el origen de las coordenadas.



Se posiciona el ángulo de inclinación de la ladera y se traza una recta que intercepte con la abscisa o la ordenada, esto es a su elección, y se determina el valor del factor de seguridad.



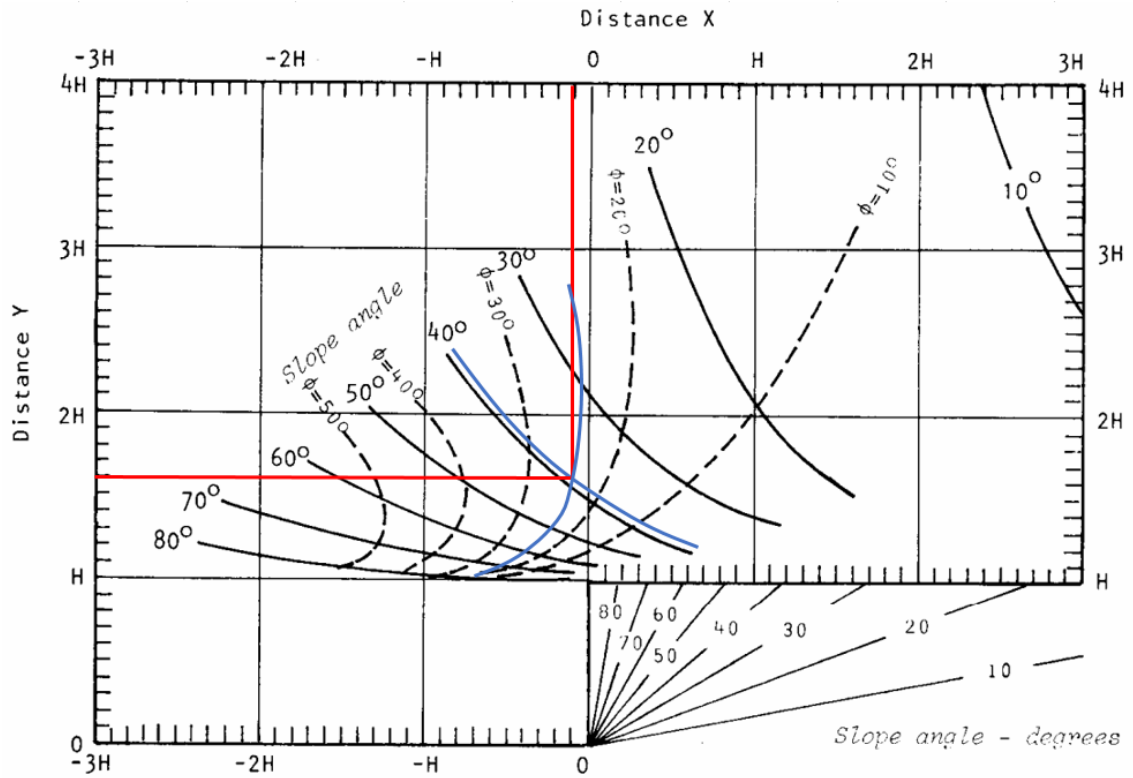
$$\frac{\tan \phi}{F} = 0,18$$

$$\frac{\tan 0,58^\circ}{F} = 0,18$$

$$F = \frac{\tan 24,78^\circ}{0,18} = 2,56$$

El factor de seguridad calculado es mayor a la unidad, por ende, se habla de condiciones de estabilidad para la ladera.

A continuación, se identificará el punto de falla crítica en el círculo, y la grieta de tensión crítica.



$$H = 6,00 \text{ m}$$

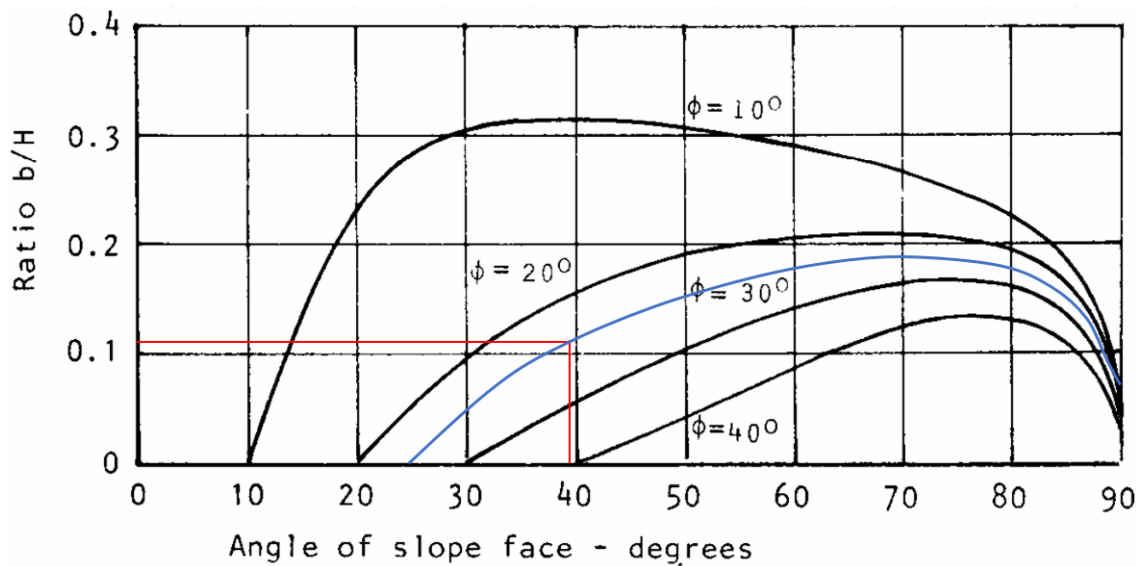
$$\text{Distancia en } x = -0,11 H \quad x = -0,11 \times 6,00 \text{ m} = -0,66 \text{ m}$$

$$\text{Distancia en } y = 1,60 H \quad y = 1,60 \times 6,00 \text{ m} = 9,60 \text{ m}$$

Ubicación de la grieta de tensión:

$$\phi = 24,78^\circ$$

$$\beta = 38,66^\circ$$

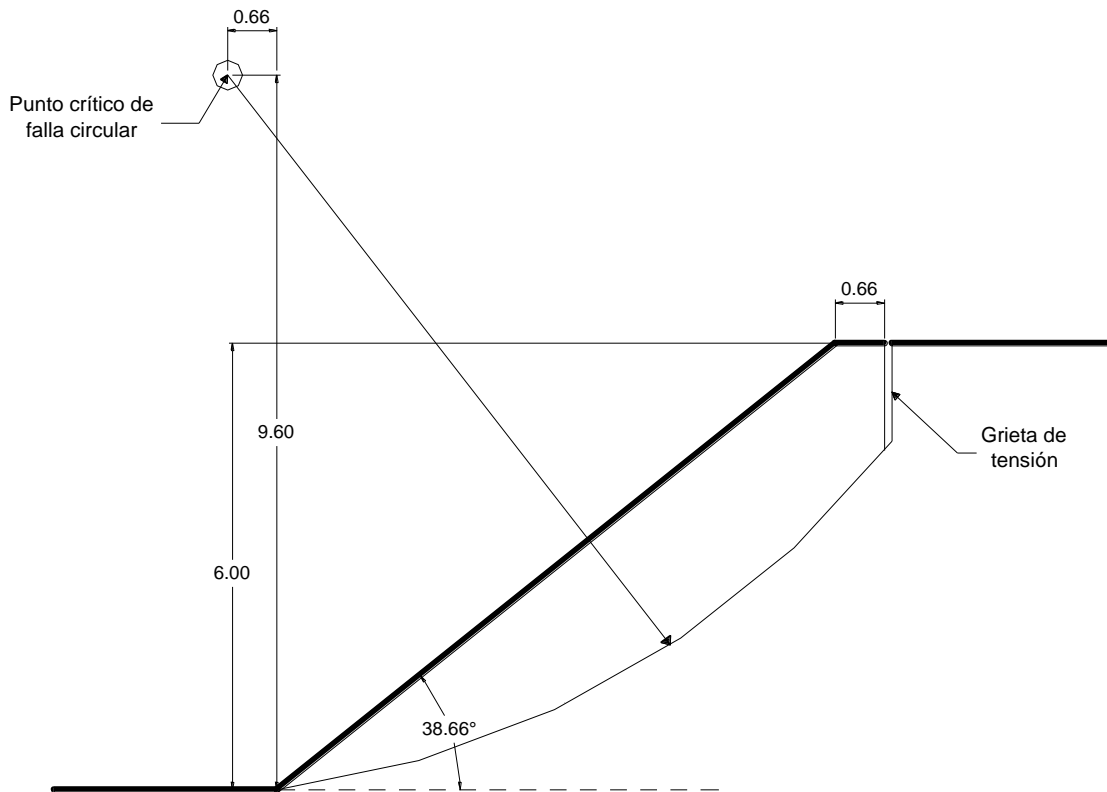


$$\frac{b}{h} = 0,11$$

$$b = 0,11 \times 6,00 \text{ m} = \mathbf{0,66 \text{ m}}$$

La distancia a la que se encuentra la grieta de tensión es a 66 cm a partir de punto donde empieza la corona de la ladera.

Con todos los datos calculados se procede a realizar la gráfica de la ladera para un $H=6,00 \text{ m}$.



3.2.5. Cálculo del factor de seguridad mediante el método de taludes finitos (Condición drenada)

Para una profundidad de 2,00 m

Cohesión del suelo $c' = 17,77 \text{ kN/m}^2$

Altura $H = 2,00 \text{ m}$

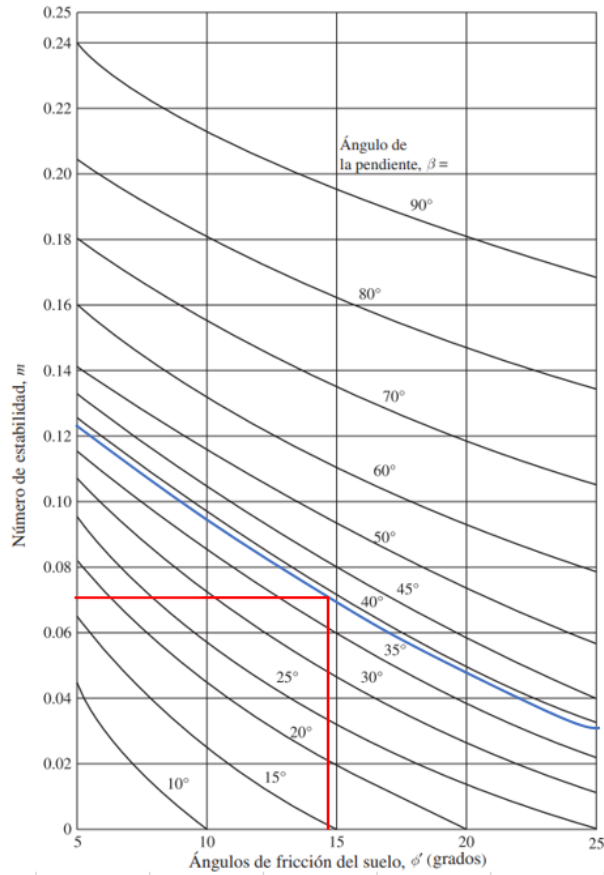
Ángulo de fricción del suelo $\Phi = 14,83^\circ$

Peso unitario del suelo $\gamma = 18,14$

Ángulo de inclinación de la ladera $\beta = 38,66^\circ$

En primer lugar, para realizar el análisis mediante este método se debe suponer que la fricción completa se desplaza, $\phi'_d = \phi' = 14,83^\circ$.

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.



$$m = 0,071 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,071) \left(18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (2,00 \text{ m}) = 2,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 14,83}{\tan 14,83} = 1$$

Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{17,77}{2,54} = 7,00$$

Debido a que $F_{c'} \neq F_{\phi'}$, estos valores no representan el factor de seguridad en relación a su resistencia.

Por consiguiente se construirá una tabla para diferentes valores de ϕ'_d para posteriormente realizar la gráfica $F_{\phi'}$ vs. $F_{c'}$, los valores de ϕ'_d deben ser menores que ϕ'

Para $\phi'_d = 12^\circ$

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.

$$m = 0,083 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,083) \left(18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (2,00 \text{ m}) = 3,01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 14,83}{\tan 12} = 1,25$$

Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{17,77}{3,01} = 5,90$$

Para $\phi'_d = 10^\circ$

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.

$$m = 0,093 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,093) \left(18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (2,00 \text{ m}) = 3,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 14,83}{\tan 10} = 1,50$$

Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{17,77}{3,37} = 5,27$$

Para $\phi'_d = 8^\circ$

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.

$$m = 0,104 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,104) \left(18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (2,00 \text{ m}) = 3,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 14,83}{\tan 8} = 1,88$$

Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{17,77}{3,77} = 4,71$$

Para $\phi'_d = 6^\circ$

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.

$$m = 0,116 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,116) \left(18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (2,00 \text{ m}) = 4,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 14,83}{\tan 6} = 2,52$$

Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{17,77}{4,21} = 4,22$$

Para $\phi'_d = 5^\circ$

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.

$$m = 0,124 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,124) \left(18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (2,00 \text{ m}) = 4,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 14,83}{\tan 5} = 3,03$$

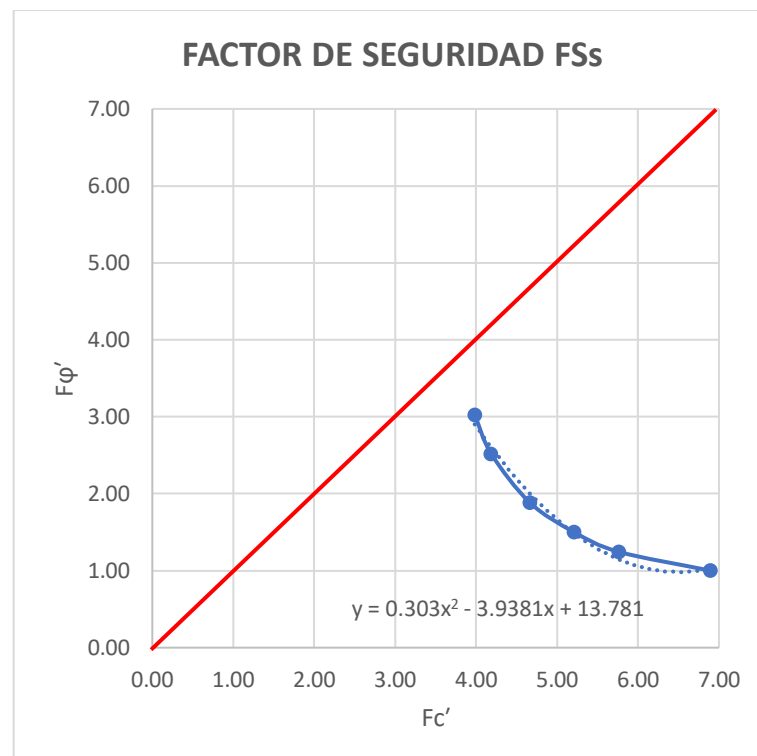
Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{17,77}{4,50} = 3,95$$

Cuadro de resumen

ϕ'_d	$\tan \phi'_d$	$F_{\phi'}$	m	c'_d (kN/m ²)	$F_{c'}$
14,83	0,26	0,61	0,07	2,23	11,48
12	0,21	0,76	0,083	2,64	9,68
10	0,18	0,92	0,093	2,96	8,64
8	0,14	1,15	0,104	3,31	7,73
6	0,11	1,54	0,116	3,70	6,93
5	0,09	1,85	0,124	3,95	6,48

A continuación se construirá la gráfica $F_{\phi'}$ vs. $F_{c'}$, los valores de ϕ'_d planteados:



Como se observa en la gráfica, los datos obtenidos en la curva no interceptan a la recta cuya pendiente es de 45° , es por ello, que se predecirá el valor que tendría $F_{\phi'}$ y $F_{c'}$ al momento de cortar en la recta, se lo hará usando la ecuación de segundo grado que presenta la curva como se detalla a continuación.

1. Obtener la ecuación de la curva

$$y = F_{\phi'} \quad x = F_{c'}$$

$$y = 0,303 x^2 - 3,9381 x + 13,781$$

2. Se necesita obtener el valor cuando $F_{\phi'}$ y $F_{c'}$ son iguales, entonces de la ecuación se debe igualar "y" a "x" y se procede a determinar el valor de "x".

$$x = 0,303 x^2 - 3,9381 x + 13,781$$

3. Reescribiendo y ordenando,

$$0,303 x^2 - 4,9381 x + 13,781 = 0$$

$$x = \frac{4,9381 - \sqrt{(4,9381)^2 - 4(0,303)(13,781)}}{2(0,303)} = 3,57$$

$$y = 0,303(3,57)^2 - 3,9381(3,57) + 13,781 = 3,57$$

$$F_{\phi'} = F_{c'} = FS_s = 3,57$$

Para una profundidad de 6,00 m

Cohesión del suelo $c' = 25,60 \text{ kN/m}^2$

Altura $H = 6,00 \text{ m}$

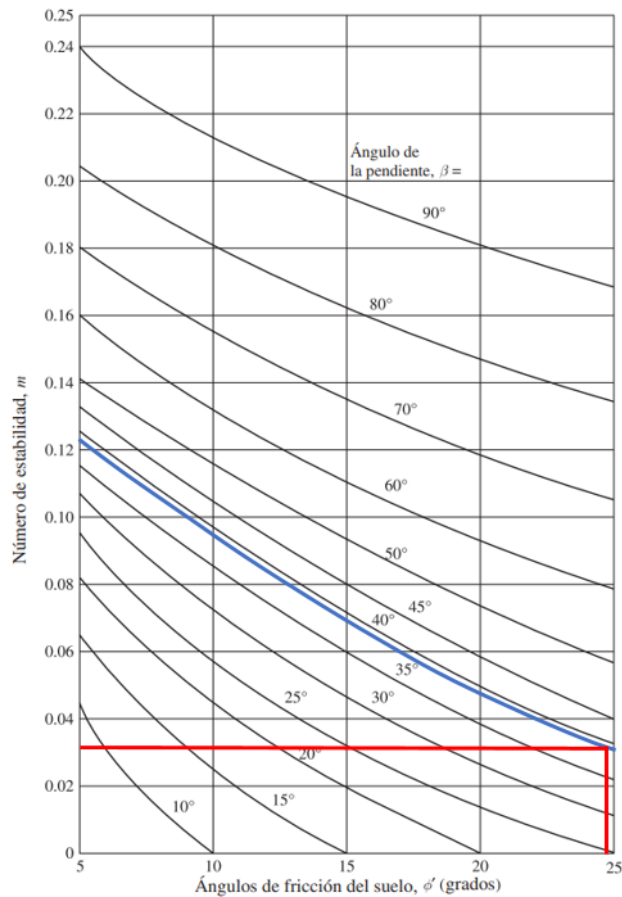
Ángulo de fricción del suelo $\Phi = 24,78^\circ$

Peso unitario del suelo $\gamma = 15,93 \text{ kN/m}^3$

Ángulo de inclinación de la ladera $\beta = 38,66^\circ$

En primer lugar, para realizar el análisis mediante este método se debe suponer que la fricción completa se desplaza, $\phi'_d = \phi' = 24,78^\circ$.

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.



$$m = 0,032 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,032) \left(15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (6,00 \text{ m}) = 3,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 24,78^\circ}{\tan 24,78^\circ} = 1$$

Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{25,60}{3,06} = 8,37$$

Debido a que $F_{c'} \neq F_{\phi'}$, estos valores no representan el factor de seguridad en relación a su resistencia.

Por consiguiente se construirá una tabla para diferentes valores de ϕ'_d para posteriormente realizar la gráfica $F_{\phi'}$ vs. $F_{c'}$, los valores de ϕ'_d deben ser menores que ϕ'

Para $\phi'_d = 20^\circ$

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.

$$m = 0,048 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,048) \left(15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (6,00 \text{ m}) = 4,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 24,78^\circ}{\tan 20^\circ} = 1,27$$

Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{25,60}{4,59} = 5,58$$

Para $\phi'_d = 15^\circ$

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.

$$m = 0,068 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,068) \left(15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (6,00 \text{ m}) = 6,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 24,78^\circ}{\tan 15^\circ} = 1,72$$

Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{25,60}{6,50} = 3,94$$

Para $\phi'_d = 10^\circ$

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.

$$m = 0,095 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,095) \left(15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (6,00 \text{ m}) = 9,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 24,78^\circ}{\tan 10^\circ} = 2,62$$

Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{25,60}{9,08} = 2,82$$

Para $\phi'_d = 5^\circ$

Del ábaco de Número de estabilidad de Taylor se determinará el valor de la cohesión desarrollada, considerando el ángulo de fricción y el ángulo de inclinación de la ladera.

$$m = 0,123 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

$$c'_d = (0,123) \left(15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (6,00 \text{ m}) = 11,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por ende,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 24,78^\circ}{\tan 5^\circ} = 5,28$$

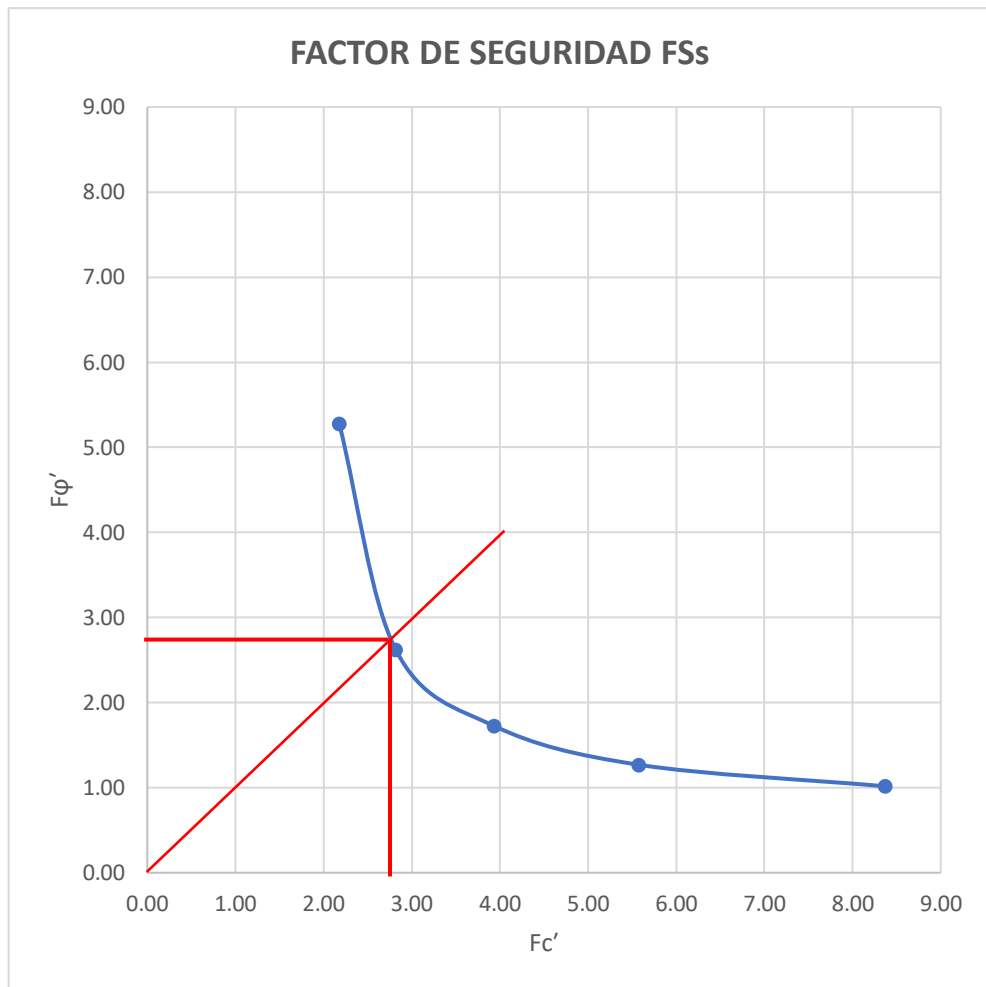
Y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{25,60}{11,76} = 2,18$$

Cuadro de resumen

ϕ'_d	$\tan \phi'_d$	$F_{\phi'}$	m	c'_d (kN/m^2)	$F_{c'}$
24,78	0,46	1,00	0,032	3,06	8,37
20	0,36	1,27	0,048	4,59	5,58
15	0,27	1,72	0,068	6,50	3,94
10	0,18	2,62	0,095	9,08	2,82
5	0,09	5,28	0,123	11,76	2,18

A continuación se construirá la gráfica $F_{\phi'}$ vs. $F_{c'}$, los valores de ϕ'_d planteados:



Como se observa en la gráfica, al trazar una recta a 45° esta se intercepta en la curva de $F_{\phi'}$ vs. $F_{c'}$, entonces se dice que el factor de seguridad con respecto a la resistencia FS_s , es el valor en donde $F_{\phi'}$ y $F_{c'}$ son iguales, resultando:

$$FS_s = 2,70$$

3.2.6. Método de las dovelas para calcular el factor de seguridad

Para una profundidad de 2,00 m

Cohesión del suelo $c' = 17,77 \text{ kN/m}^2$

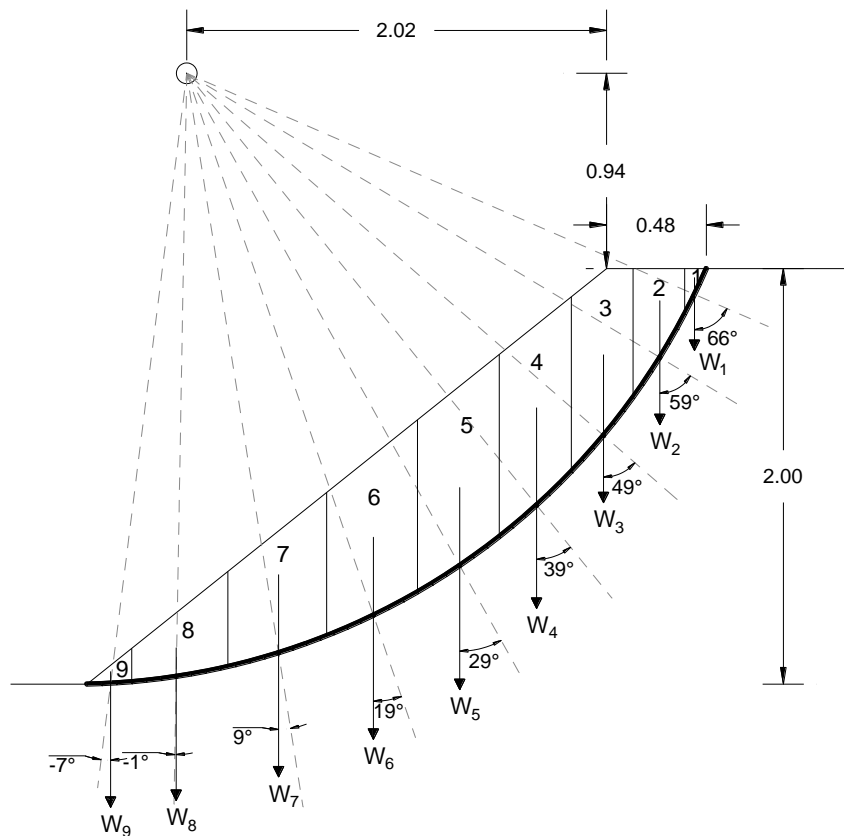
Altura $H = 2,00 \text{ m}$

Ángulo de fricción del suelo $\Phi = 14,83^\circ$

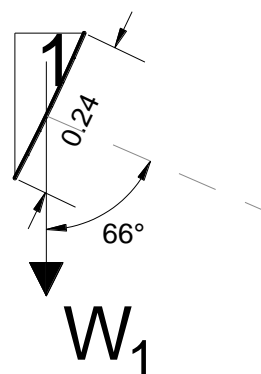
Peso unitario del suelo $\gamma = 18,14$

Ángulo de inclinación de la ladera $\beta = 38,66^\circ$

A partir de la gráfica obtenida por el método de Hoek y Bray en donde se determinó la ubicación del punto de falla circular y de la grieta de tensión. Se planteará el diseño de la ladera con sus respectivas dimensiones. Se ha optado por dividir la ladera en 9 rebanadas debido al factor de la precisión, ya que mientras más dovelas haya, la estimación del área de cada rebanada será más preciso, por ende, se obtendrá un valor para el factor de seguridad más confiable.



Para la dovela N° 1



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_1 = 0,015$$

$$c' = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\phi' = 14,83^\circ$$

$$\alpha_1 = 66^\circ$$

$$W_1 = \gamma * A_1$$

$$W_1 = 18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,015 \text{ m}^2 = 0,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_1 = \sin 66^\circ = 0,91$$

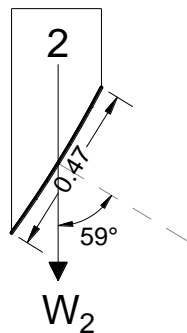
$$\cos \alpha_1 = \cos 66^\circ = 0,41$$

$$W_1 \sin \alpha_1 = 0,27 * 0,91 = 1,26$$

$$W_1 \cos \alpha_2 = 0,27 * 0,41 = 0,57$$

$$\Delta L_1 = 0,24 \text{ m}$$

Para la dovela N° 2



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_2 = 0,25 \qquad c' = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad \phi' = 14,83^\circ \qquad \alpha_2 = 59^\circ$$

$$W_2 = \gamma * A_2$$

$$W_2 = 18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,25 \text{ m}^2 = 4,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_2 = \sin 59^\circ = 0,86$$

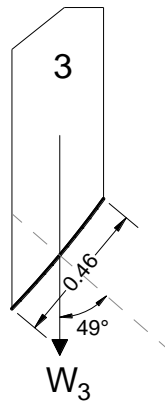
$$\cos \alpha_2 = \cos 59^\circ = 0,52$$

$$W_2 \sin \alpha_2 = 4,54 * 0,86 = 3,90$$

$$W_2 \cos \alpha_2 = 4,54 * 0,52 = 2,36$$

$$\Delta L_2 = 0,47 \text{ m}$$

Para la dovela N° 3



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_3 = 0,300\text{m}^2 \quad c' = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 14,83^\circ \quad \alpha_3 = 49^\circ$$

$$W_3 = \gamma * A_3$$

$$W_3 = 18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,300 \text{ m}^2 = 5,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_3 = \sin 49^\circ = 0,75$$

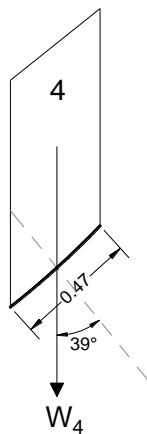
$$\cos \alpha_3 = \cos 49^\circ = 0,66$$

$$W_3 \sin \alpha_3 = 5,44 * 0,75 = 4,08$$

$$W_3 \cos \alpha_3 = 5,44 * 0,66 = 3,59$$

$$\Delta L_3 = 0,46 \text{ m}$$

Para la dovela N° 4



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_4 = 0,380 \text{ m}^2 \quad c' = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 14,83^\circ \quad \alpha_4 = 39^\circ$$

$$W_4 = \gamma * A_4$$

$$W_4 = 18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,380 \text{ m}^2 = 6,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_4 = \sin 39^\circ = 0,63$$

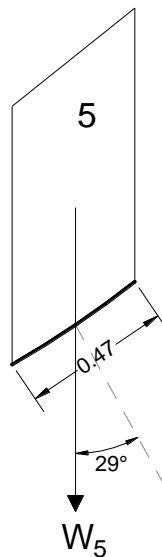
$$\cos \alpha_4 = \cos 39^\circ = 0,78$$

$$W_4 \sin \alpha_4 = 6,89 * 0,63 = 4,34$$

$$W_4 \cos \alpha_4 = 6,89 * 0,78 = 5,37$$

$$\Delta L_4 = 0,47 \text{ m}$$

Para la dovela N° 5



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_5 = 0,440 \text{ m}^2 \quad c' = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 14,83^\circ \quad \alpha_5 = 29^\circ$$

$$W_5 = \gamma * A_5$$

$$W_5 = 18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,440 \text{ m}^2 = 7,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_5 = \sin 29^\circ = 0,48$$

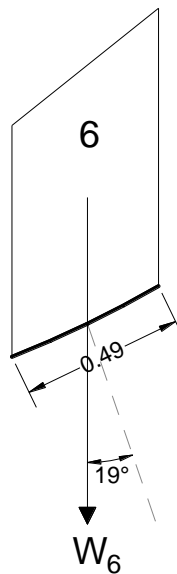
$$\cos \alpha_5 = \cos 29^\circ = 0,87$$

$$W_5 \sin \alpha_5 = 7,98 * 0,48 = 3,83$$

$$W_5 \cos \alpha_5 = 7,98 * 0,87 = 6,94$$

$$\Delta L_5 = 0,47\text{m}$$

Para la dovela N° 6



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_6 = 0,450 \text{ m}^2$$

$$c' = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\phi' = 14,83^\circ$$

$$\alpha_6 = 19^\circ$$

$$W_6 = \gamma * A_6$$

$$W_6 = 18,14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,450 \text{ m}^2 = 8,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_6 = \sin 19^\circ = 0,33$$

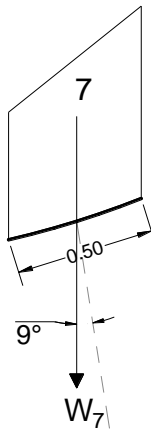
$$\cos \alpha_6 = \cos 19^\circ = 0,95$$

$$W_6 \sin \alpha_6 = 8,16 * 0,33 = 2,69$$

$$W_6 \cos \alpha_6 = 8,16 * 0,95 = 7,75$$

$$\Delta L_6 = 0,49 \text{ m}$$

Para la dovela N° 7



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_7 = 0,291 \text{ m}^2 \quad c' = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 14,83^\circ \quad \alpha_7 = 9^\circ$$

$$W_7 = \gamma * A_7$$

$$W_7 = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,291 \text{ m}^2 = 5,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_7 = \sin 9^\circ = 0,16$$

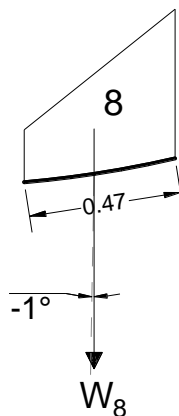
$$\cos \alpha_7 = \cos 9^\circ = 0,99$$

$$W_7 \sin \alpha_7 = 5,28 * 0,16 = 0,84$$

$$W_7 \cos \alpha_7 = 5,28 * 0,99 = 5,23$$

$$\Delta L_7 = 0,50 \text{ m}$$

Para la dovela N° 8



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_8 = 0,147 \text{ m}^2 \quad c' = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 14,83^\circ \quad \alpha_8 = -1^\circ$$

$$W_8 = \gamma * A_8$$

$$W_8 = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,147 \text{ m}^2 = 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_8 = \sin -1^\circ = -0,02$$

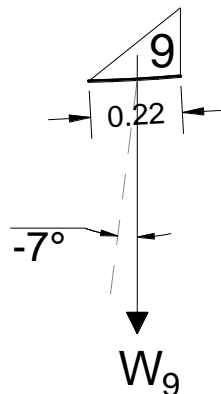
$$\cos \alpha_8 = \cos -1^\circ = 1$$

$$W_8 \sin \alpha_8 = 2,67 * -0,02 = -0,05$$

$$W_8 \cos \alpha_8 = 2,67 * 1 = 2,67$$

$$\Delta L_8 = 0,47 \text{ m}$$

Para la dovela N° 9



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_9 = 0,018 \text{ m}^2 \quad c' = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 14,83^\circ \quad \alpha_9 = -7^\circ$$

$$W_9 = \gamma * A_9$$

$$W_9 = 17,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,018 \text{ m}^2 = 0,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_9 = \sin -7^\circ = -0,12$$

$$\cos \alpha_9 = \cos -7^\circ = 0,99$$

$$W_9 \sin \alpha_9 = 0,33 * 0,12 = -0,04$$

$$W_9 \cos \alpha_9 = 0,33 * 0,99 = 0,33$$

$$\Delta L_9 = 0,22 \text{ m}$$

Dovela N° (1)	Área (m ²) (2)	W (kN/m) (3)	α_n (grados) (4)	$\sin \alpha_n$ (5)	$\cos \alpha_n$ (6)	ΔL (m) (7)	$W_n \sin \alpha_n$ (8)	$W_n \cos \alpha_n$ (9)
1	0,015	0,27	66,00	0,91	0,41	0,24	0,25	0,11
2	0,250	4,54	59,00	0,86	0,52	0,47	3,90	2,36
3	0,300	5,44	49,00	0,75	0,66	0,46	4,08	3,59
4	0,380	6,89	39,00	0,63	0,78	0,47	4,34	5,37
5	0,440	7,98	29,00	0,48	0,87	0,47	3,83	6,94
6	0,450	8,16	19,00	0,33	0,95	0,49	2,69	7,75
7	0,291	5,28	9,00	0,16	0,99	0,50	0,84	5,23
8	0,147	2,67	-1,00	-0,02	1,00	0,47	-0,05	2,67
9	0,018	0,33	-7,00	-0,12	0,99	0,22	-0,04	0,33
TOTAL						3,788	19,84	34,35

$$FS_s = \frac{(\sum \text{col. 7})(c') + (\sum \text{col. 9}) \tan \phi'}{\sum \text{col. 8}}$$

$$FS_s = \frac{(3,788 \times 17,77) + (34,35 \times \tan 14,83^\circ)}{19,84}$$

$$FS_s = 3,85$$

Para una profundidad de 6,00 m

Cohesión del suelo $c' = 25,60 \text{ kN/m}^2$

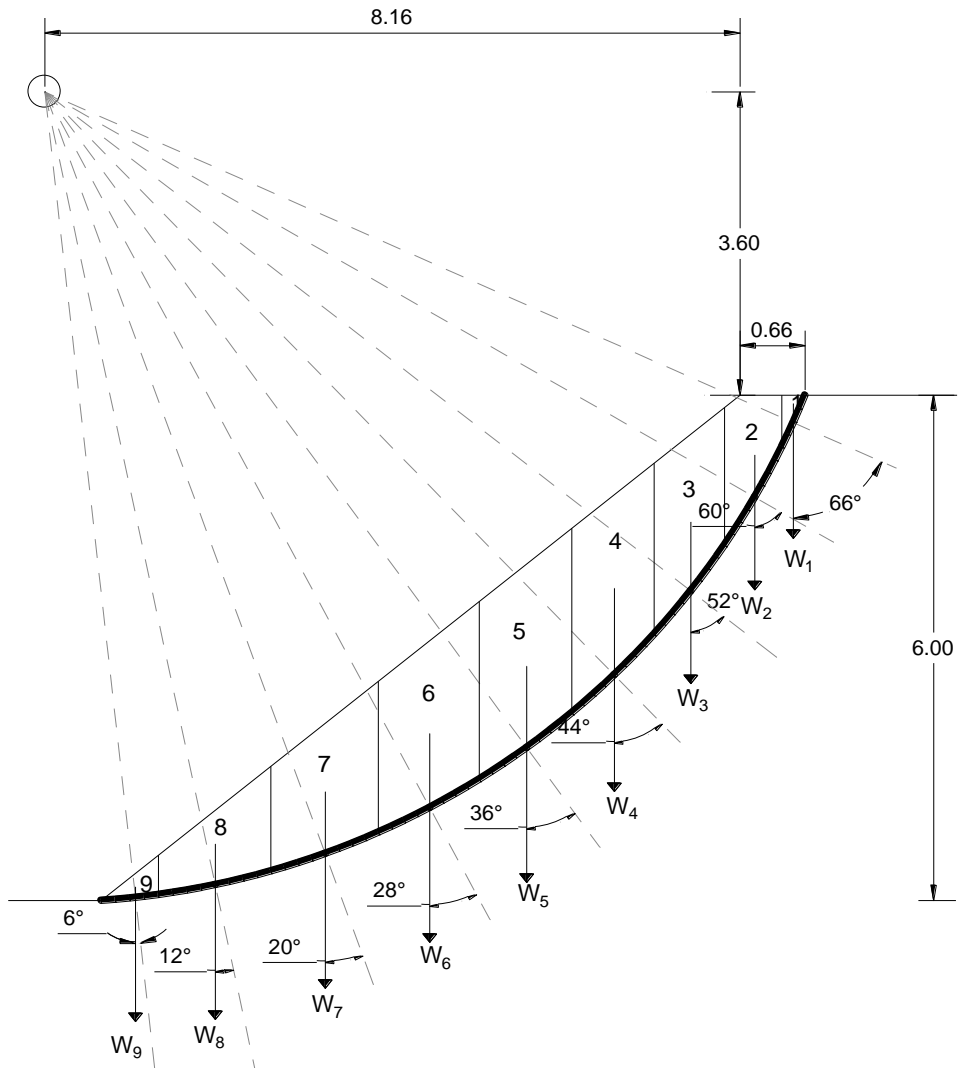
Altura $H = 6,00 \text{ m}$

Ángulo de fricción del suelo $\Phi = 24,78^\circ$

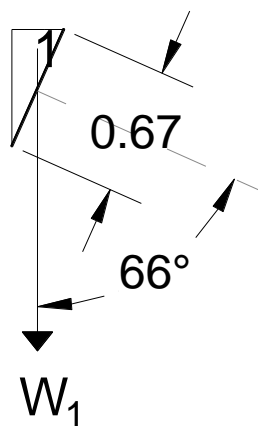
Peso unitario del suelo $\gamma = 15,93 \text{ kN/m}^3$

Ángulo de inclinación de la ladera $\beta = 38,6$

A partir de la gráfica obtenida por el método de Hoek y Bray en donde se determinó la ubicación del punto de falla circular y de la grieta de tensión. Se planteará el diseño de la ladera con sus respectivas dimensiones. Se ha optado por dividir la ladera en 9 rebanadas debido al factor de la precisión, ya que mientras más dovelas haya, la estimación del área de cada rebanada será más preciso, por ende, se obtendrá un valor para el factor de seguridad más confiable.



Para la dovela N° 1



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_1 = 0,086$$

$$c' = 25,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\phi' = 24,78^\circ$$

$$\alpha_1 = 66^\circ$$

$$W_1 = \gamma * A_1$$

$$W_1 = 15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,086 \text{ m}^2 = 1,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_1 = \sin 66^\circ = 0,91$$

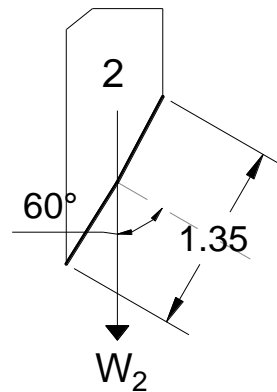
$$\cos \alpha_1 = \cos 66^\circ = 0,41$$

$$W_1 \sin \alpha_1 = 1,38 * 0,91 = 1,26$$

$$W_1 \cos \alpha_2 = 1,38 * 0,41 = 0,57$$

$$\Delta L_1 = 0,67 \text{ m}$$

Para la dovela N° 2



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_2 = 0,81 \qquad c' = 25,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad \phi' = 24,78^\circ \qquad \alpha_2 = 60^\circ$$

$$W_2 = \gamma * A_2$$

$$W_2 = 15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,81 \text{ m}^2 = 12,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_2 = \sin 60^\circ = 0,87$$

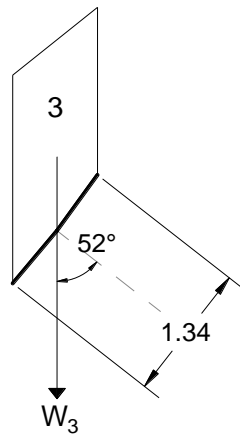
$$\cos \alpha_2 = \cos 60^\circ = 0,50$$

$$W_2 \sin \alpha_2 = 12,90 * 0,87 = 11,22$$

$$W_2 \cos \alpha_2 = 12,90 * 0,50 = 6,45$$

$$\Delta L_2 = 1,35 \text{ m}$$

Para la dovela N° 3



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_3 = 1,531 \text{ m}^2 \quad c' = 25,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 24,78^\circ \quad \alpha_3 = 52^\circ$$

$$W_3 = \gamma * A_3$$

$$W_3 = 15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,531 \text{ m}^2 = 24,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_3 = \sin 52^\circ = 0,79$$

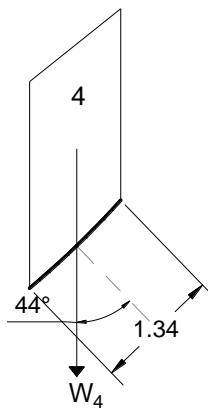
$$\cos \alpha_3 = \cos 52^\circ = 0,62$$

$$W_3 \sin \alpha_3 = 24,39 * 0,79 = 19,27$$

$$W_3 \cos \alpha_3 = 24,39 * 0,62 = 15,12$$

$$\Delta L_3 = 1,34 \text{ m}$$

Para la dovela N° 4



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_4 = 2,059 \text{ m}^2 \quad c' = 25,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 24,78^\circ \quad \alpha_4 = 44^\circ$$

$$W_4 = \gamma * A_4$$

$$W_4 = 15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 2,059 \text{ m}^2 = 32,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_4 = \sin 44^\circ = 0,69$$

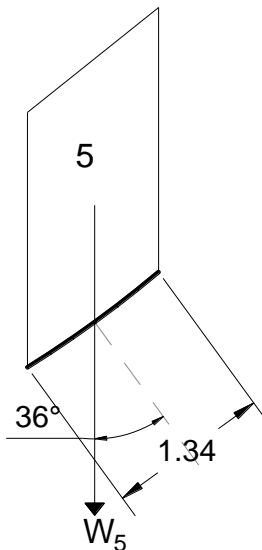
$$\cos \alpha_4 = \cos 44^\circ = 0,72$$

$$W_4 \sin \alpha_4 = 32,80 * 0,69 = 22,63$$

$$W_4 \cos \alpha_4 = 32,80 * 0,72 = 23,62$$

$$\Delta L_4 = 1,34 \text{ m}$$

Para la dovela N° 5



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_5 = 2,334 \text{ m}^2 \quad c' = 25,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 24,78^\circ \quad \alpha_5 = 36^\circ$$

$$W_5 = \gamma * A_5$$

$$W_5 = 15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 2,334 \text{ m}^2 = 37,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_5 = \sin 36^\circ = 0,59$$

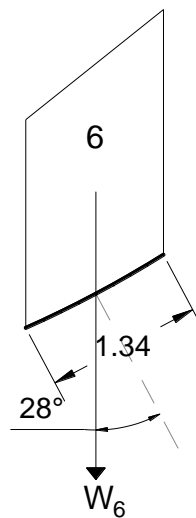
$$\cos \alpha_5 = \cos 36^\circ = 0,81$$

$$W_5 \sin \alpha_5 = 37,50 * 0,59 = 22,13$$

$$W_5 \cos \alpha_5 = 37,50 * 0,81 = 30,38$$

$$\Delta L_5 = 1,34 \text{ m}$$

Para la dovela N° 6



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_6 = 2,335 \text{ m}^2 \quad c' = 25,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 24,78^\circ \quad \alpha_6 = 28^\circ$$

$$W_6 = \gamma * A_6$$

$$W_6 = 15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 2,335 \text{ m}^2 = 37,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_6 = \sin 28^\circ = 0,47$$

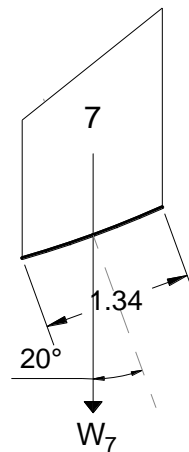
$$\cos \alpha_6 = \cos 28^\circ = 0,88$$

$$W_6 \sin \alpha_6 = 37,19 * 0,47 = 17,48$$

$$W_6 \cos \alpha_6 = 37,19 * 0,88 = 32,73$$

$$\Delta L_6 = 1,34 \text{ m}$$

Para la dovela N° 7



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_7 = 1,936 \text{ m}^2 \quad c' = 25,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 24,78^\circ \quad \alpha_7 = 20^\circ$$

$$W_7 = \gamma * A_7$$

$$W_7 = 15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,936 \text{ m}^2 = 30,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_7 = \sin 20^\circ = 0,34$$

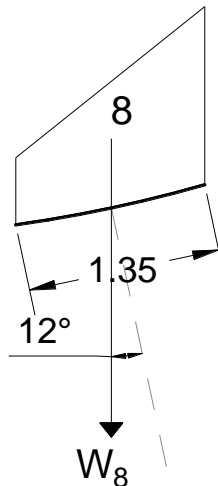
$$\cos \alpha_7 = \cos 20^\circ = 0,94$$

$$W_7 \sin \alpha_7 = 30,84 * 0,34 = 10,49$$

$$W_7 \cos \alpha_7 = 30,84 * 0,94 = 28,99$$

$$\Delta L_7 = 1,34 \text{ m}$$

Para la dovela N° 8



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_8 = 1,155 \text{ m}^2 \quad c' = 25,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 24,78^\circ \quad \alpha_8 = 12^\circ$$

$$W_8 = \gamma * A_8$$

$$W_8 = 15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,936 \text{ m}^2 = 18,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_8 = \sin 12^\circ = 0,98$$

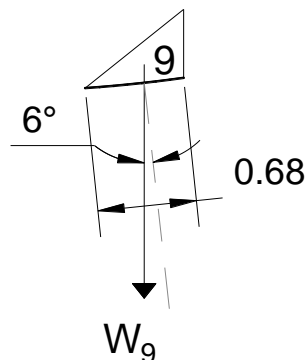
$$\cos \alpha_8 = \cos 12^\circ = 1,35$$

$$W_8 \sin \alpha_8 = 18,40 * 0,98 = 3,86$$

$$W_8 \cos \alpha_8 = 18,40 * 1,35 = 18,03$$

$$\Delta L_8 = 1,35 \text{ m}$$

Para la dovela N° 9



El área se la determinará con ayuda del software de AutoCAD, arrojando un valor de:

$$A_9 = 0,160 \text{ m}^2 \quad c' = 25,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \phi' = 24,78^\circ \quad \alpha_9 = 6^\circ$$

$$W_9 = \gamma * A_9$$

$$W_9 = 15,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,160 \text{ m}^2 = 2,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sin \alpha_9 = \sin 6^\circ = 0,10$$

$$\cos \alpha_9 = \cos 6^\circ = 0,99$$

$$W_9 \sin \alpha_9 = 2,55 * 0,10 = 0,26$$

$$W_9 \cos \alpha_9 = 2,55 * 0,99 = 2,52$$

$$\Delta L_9 = 0,68 \text{ m}$$

Dovela N° (1)	Área (m ²) (2)	W (kN/m) (3)	α_n (grados) (4)	$\sin \alpha_n$ (5)	$\cos \alpha_n$ (6)	ΔL (m) (7)	$W_n \sin \alpha_n$ (8)	$W_n \cos \alpha_n$ (9)
1	0,086	1,38	66,00	0,91	0,41	0,65	1,26	0,57
2	0,810	12,90	60,00	0,87	0,50	1,35	11,22	6,45
3	1,531	24,39	52,00	0,79	0,62	1,34	19,27	15,12
4	2,059	32,80	44,00	0,69	0,72	1,34	22,63	23,62
5	2,354	37,50	36,00	0,59	0,81	1,34	22,13	30,38
6	2,335	37,19	28,00	0,47	0,88	1,34	17,48	32,73
7	1,936	30,84	20,00	0,34	0,94	1,34	10,49	28,99
8	1,155	18,40	12,00	0,21	0,98	1,35	3,86	18,03
9	0,160	2,55	6,00	0,10	0,99	0,68	0,26	2,52
TOTAL						$\Sigma \text{col. 7} = 10,712$	$\Sigma \text{col. 8} = 108,600$	$\Sigma \text{col. 9} = 158,410$

$$FS_s = \frac{(\Sigma \text{col. 7})(c') + (\Sigma \text{col. 9}) \tan \phi'}{\Sigma \text{col. 8}}$$

$$FS_s = \frac{(10,712 \times 25,60) + (158,410 \times \tan 24,78^\circ)}{108,600}$$

$$FS_s = 3,20$$

3.3. Presupuesto

3.3.1. Presupuesto estimado

Para la realización de este proyecto de carácter técnico, los gastos fueron de oficina, debido a que se contó con la disponibilidad de los equipos necesarios para llevar a cabo los ensayos del suelo que permitirán caracterizar al mismo, en las instalaciones de los laboratorios de la Universidad Técnica de Machala. Además, se presentaron gastos externos como se detalla a continuación en la tabla

Tabla 15. Presupuesto. Fuente: Elaboración propia

PRESUPUESTO	
Retroexcavadora	\$90,00
Alquiler de estación total con prisma, jalones, gps	\$50,00
Cadenero	\$20,00
Transporte	\$30,00
Ayudante	\$20,00
Sacos	\$ 1,50

3.3.2. Programación de Obras

A continuación, se detalla el cronograma de actividades realizadas durante la ejecución del proyecto:

Tabla 16 Cronograma de actividades. Fuente: Elaboración propia

Descripción de las actividades realizadas	MESES Y SEMANAS													
	NOVIEMBRE		DICIEMBRE				ENERO				FEBRERO			
	Semana 1	Semana 2	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4
	21 a 26	28/Nov a 2/Dic	5 a 9	12 a 16	19 a 23	26 a 30	2 a 6	9 a 13	16 a 20	23 a 27	30/Ene a 3/Feb	6 a 10	13 a 17	20 a 24
Socialización del tema con el tutor y establecer lineamientos del proceso de titulación														
Busqueda de zona de estudio														
Busqueda de fuentes bibliográficas														
Desarrollo de la parte teórica del trabajo														
Revisión de las normativas para ensayos del suelo														
Recolección de muestras														
Ejecución de ensayos de laboratorio														
Análisis de resultados														
Revisión y corrección del informe														

3. CONCLUSIONES

Es sumamente importante realizar el cálculo del factor de seguridad para laderas y determinar su estabilidad debido a que existen muchos factores que pueden llegar a provocar la inestabilidad del mismo. En este estudio se ha identificado algunos de los factores negativos más relevantes que influyen considerablemente en la desestabilización de taludes o laderas, entre los cuales se pueden mencionar, la erosión ocasionada por el contacto entre la superficie de la ladera y el agua proveniente de lluvias provocando deslaves y afectando directamente a la ladera; la presencia de un sismo puede ser crucial, ya que este provoca que la resistencia que posee el suelo de la ladera disminuya creando el problema de la licuación; la falta de estudios de suelo también es un factor predominante en el cálculo del factor de seguridad de laderas, debido a que muchas veces los estratos del suelo suelen ser blandos a nivel superficial dando paso a deslizamientos; la falta de criterio del ingeniero proyectista encargado de calcular el factor de seguridad de la ladera, ya que muchas de las veces en los diseños no se consideran las cargas externas que ocasionan la falla en la ladera; y por último, las actividades de excavación en las proximidades de la ladera provocan la modificación de los esfuerzos a los que está sometido la ladera. Todos estos factores deben ser correctamente analizados, calculados y estudiados por el técnico responsable para evitar que se presenten fuerzas desestabilizadoras que pueden llegar a provocar, desprendimientos y/o deslizamientos del suelo.

Se ha logrado determinar que el cálculo del factor de seguridad es una pieza clave para estudiar y analizar la estabilidad de una ladera; ya que está definido por la relación que existe entre la resistencia al corte del suelo y los distintos esfuerzos críticos que provocan la falla en la ladera. Es por ello que, conocer el factor de seguridad permite conocer cuál es el nivel de amenaza en los escenarios más desfavorables a los que la ladera se ve sometida.

En este estudio se implementó tres métodos para calcular el factor de seguridad de laderas, entre los cuales se mencionan, el método de equilibrio límite mediante los ábacos de Hoek y Bray, el cual combina criterios de fuerzas y momentos aplicados en un talud; el método de análisis de taludes finitos, este método utiliza un método de distribución de fuerzas en donde se considera que el tipo de falla que puede presentarse es de tipo plana, pero, no considera los desplazamientos del suelo a mayores profundidades; y por último, el método de las dovelas, el cual consiste en dividir la masa de suelo de la ladera en rebanadas o secciones que nos permitan obtener información sobre la deformación y resistencia al corte de la ladera, para el análisis mediante este

método se ha empleado el uso del software de AutoCAD, el cual nos ayudó con el cálculo de las dimensiones y el área de cada dovela.

Se utilizaron estos tres métodos para determinar el factor de seguridad que existe en la ladera ubicada en la zona de estudio, obteniendo un valor para el factor de seguridad a la altura de 2,00 m de 3,31 para el método de Hoek y Bray; 3,57 por el método de taludes finitos y 3,85 para el método de las dovelas. Como se puede notar los valores están muy cercanos y todos representan que la ladera es estable y el factor de seguridad es idóneo, aun así, el método de las dovelas es quien nos entrega un factor de seguridad mayor para esta altura. Para una altura de 6,00 metros se obtuvieron valores para el factor de seguridad de 2,56, 2,70, 3,20 en los tres métodos respectivamente, pudiéndose notar que la ladera sigue presentando estabilidad a esta altura.

4. RECOMENDACIONES

Después de haber aplicado algunos métodos de cálculo para determinar el factor de seguridad de laderas existen ciertos factores que se deben considerar como por ejemplo, para el cálculo del factor de seguridad hay que tener en cuenta que no existe una receta que especifique que método aplicar ni cuál es el valor más conveniente en cada caso, por lo que se recomienda que el ingeniero afronte estas adversidades con un buen criterio, ética y basarse a su experiencia en caso de tenerla para así tomar las mejores decisiones.

Se recomienda no escatimar gastos a la hora de analizar los suelos para obtener el factor de seguridad de una ladera puesto que es de gran importancia conocer todos los parámetros para conocer si en el lugar existe una buena mecánica de suelos. El ingeniero podrá optimizar tiempo y materiales pero, no debe existir un déficit en los estudios previos a cualquier tipo de proyecto que se desee diseñar.

5. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Sistema Nacional de Información, «PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL CANTÓN EL GUABO ACTUALIZACIÓN 2015». 2015. [En línea]. Disponible en: <https://multimedia.planificacion.gob.ec/PDOT/descargas.html>
- [2] D. Cangrejo Aljure y C. G. Infante, «Información geotécnica como elemento de análisis en la planeación y diseño de obras civiles en Bogotá», *Ing. E Investig.*, vol. 25, n.º 3, Art. n.º 3, dic. 2005.
- [3] M. Masabanda C., B. Morales Muñoz, y H. Bonifaz, *GEOTECNIA PARA INGENIERIA CIVIL*, David Andrade Aguirre. Quito, Ecuador, 2018. Accedido: 20 de enero de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/15417/1/GEOT%C3%89CNIA%20PARA%20INGENIER%C3%8DA%20CIVIL.pdf>
- [4] V. E. M. Ochoa, «SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS, DE LA INVESTIGACIÓN A LA CÁTEDRA UNIVERSITARIA», *Bol. Cienc. Tierra*, n.º 31, Art. n.º 31, ene. 2012.
- [5] P. Miguel, M. A. Soto, R. De, y L. Tierra, «GEOTECNIA EN SUELOS NO SATURADOS», ene. 2023.
- [6] I. F. Berenguer, Y. G. Haramboure, J. L. D. Acosta, y J. G. Tristán, «Estudio de la estabilidad de taludes ante procesNoASTURdALeES desembalse rápido en presas», n.º 03, Art. n.º 03, 2022.
- [7] Instituto Ecuatoriano de Normalización, *INEN Capítulo 8: Geotecnia y cimentaciones*, vol. 93.020. 2015, pp. 13-14. Accedido: 20 de enero de 2023. [En línea]. Disponible en: https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/cpe_inen-nec-se-gm_26-8.pdf
- [8] T. Pérez Rodríguez, J. C. Montejano Sanz, y R. Valiente Sanz, «Cimentación de bloques de viviendas sobre suelos cohesivos muy blandos empleando columnas de módulo controlado», *Ingeopres Actual. Téc. Ing. Civ. Min. Geol. Medio Ambiente*, n.º 248, Art. n.º 248, 2016.
- [9] A. Quintero Ramírez, Y. Valencia González, y L. A. Lara Valencia, «Efecto de los lixiviados de residuos sólidos en un suelo tropical», *DYNA*, vol. 84, n.º 203, pp. 283-290, dic. 2017, doi: 10.15446/dyna.v84n203.63875.

- [10] G. Duque Escobar y C. E. Escobar Potes, «Geomecánica», 2016, Accedido: 23 de enero de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/57121>
- [11] M. Reynares, F. Franco, N. Morbidoni, y M. Schreider, «Diseño de protecciones: análisis de erosión y estabilidad de taludes», *Ing. Agua*, vol. 11, n.º 4, Art. n.º 4, dic. 2004, doi: 10.4995/ia.2004.2546.
- [12] L. Mondragón y R. Haydee, «Influencia de la humedad de compactación en el comportamiento volumétrico de los suelos arcillosos», *Univ. Nac. Trujillo*, abr. 2018, Accedido: 28 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://repositorioslatinoamericanos.uchile.cl/handle/2250/1429184>
- [13] G. Cid-Lazo, T. López-Seijas, J. Herrera-Puebla, y F. González-Robaina, «Variación de la Densidad Aparente para diferentes contenidos de agua en suelos cubanos», *Rev. Ing. Agríc.*, vol. 11, n.º 2, Accedido: 22 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/journal/5862/586266250001/html/>
- [14] C. H. H. Sandoval, J. C. G. Cristancho, y Ó. E. P. Naranjo, «Caracterización de un suelo arcilloso tratado con hidróxido de calcio», *Fac. Ing.*, vol. 21, n.º 32, Art. n.º 32, 2012.
- [15] R. J. Gallardo Amaya, C. A. Martínez Ovallos, y A. A. Muñoz Quintero, «Caracterización de un suelo plástico para estabilización con cementantes», *Respuestas*, vol. 25, n.º Extra 2, Art. n.º Extra 2, 2020.
- [16] M. Sebastián Karlin, J. Bernasconi Salazar, A. Cora, S. Sánchez, S. Arnulphi, y R. Accietto, «Cambios En El Uso Del Suelo: Capacidad De Infiltración En El Centro De Córdoba (argentina): CHANGES IN SOIL USE: INFILTRATION CAPACITY IN THE CENTER OF CÓRDOBA (ARGENTINA).», *Cienc. Suelo*, vol. 37, n.º 2, pp. 196-208, dic. 2019.
- [17] C. A. G. Guillén, A. M. Vélez, L. F. G. Baca, y F. J. C. Farrera, «Optimización del proceso de elaboración de Bloques de Tierra Comprimida (BTC) mediante el control granulométrico de las partículas del Suelo», *Nova Sci.*, vol. 13, n.º 27, Art. n.º 27, nov. 2021, doi: 10.21640/ns.v13i27.2891.
- [18] I. C. L. M. Pérez y Ms. I. A. H. Hernández, «Predicción de resistencia a compresión del hormigón mediante redes neuronales haciendo uso del agregado de la cantera de Antonio Maceo.», *Rev. Arq. E Ing.*, vol. 14, n.º 1, pp. 1-9, 2020.

- [19] E. Andrés Sandoval-Vallejo y W. Albeiro Rivera-Mena, «Correlación del CBR con la resistencia a la compresión inconfiada: Correlation between CBR and Resistance to Unconfined Compression.», *Correlação CBR Com Resist. À Compressão Não Confin.*, vol. 29, n.º 1, Art. n.º 1, ene. 2019, doi: 10.18359/rcin.3478.
- [20] M. Armijos Molina, *FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS*. Machala: Universidad Técnica de Machala, 2010.
- [21] C. C. Guerrero y L. G. C. Velasco, «Estudio experimental de clasificación de suelos derivados de cenizas volcánicas en el suroccidente colombiano con el método SUCS, el AASHTO y un nuevo método de clasificación de suelos», *Ing. Desarro.*, vol. 36, n.º 2, pp. 378-397, 2018.
- [22] I. Flores Berenguer, Y. González Haramboure, y J. García Tristá, «Estabilidad de taludes en presas de tierra considerando el ángulo de succión del suelo no saturado», *Ing. Desarro.*, vol. 40, n.º 01, Art. n.º 01, ago. 2022, doi: 10.14482/inde.40.01.620.123.
- [23] L. David Chaparro-Sarmiento, W. Josué Castañeda-Quijano, y Ó. F. Sánchez-Ortiz, «Influencia del vetiver y eucalipto en la estabilidad de taludes: Influence of Vetiver and Eucalyptus on slopes stability.», *UIS Ing.*, vol. 20, n.º 4, pp. 171-188, oct. 2021, doi: 10.18273/revuin.v20n4-2021014.
- [24] D. T. Ortiz, «Análisis de estabilidad de taludes de la zona 'Los Baluartes' en el Parque Arqueológico de Saqsayhuamán», *Yachay*, vol. 7, n.º 01, Art. n.º 01, abr. 2019.
- [25] W. Fernández, S. Villalobos, R. King, W. Fernández, S. Villalobos, y R. King, «Evaluación probabilística de la estabilidad de taludes en suelos residuales de granito completamente descompuesto», *Rev. Ing. Constr.*, vol. 33, n.º 1, pp. 5-14, abr. 2018, doi: 10.4067/S0718-50732018000100005.
- [26] P. José Avellaneda-Puri y C. Judith Avellaneda-Cristóbal, «Evaluación de la estabilidad física del depósito integrado de relaves San Andrés (Perú): Evaluating the physical stability of integrated tailings deposit San Andrés (Peru).», *Min. Geol.*, vol. 36, n.º 1, pp. 33-49, ene. 2020.
- [27] R. J. Marín y J. Pablo Osorio, «Modelación De La Contribución Arbórea En Análisis De Susceptibilidad a Deslizamientos Superficiales: MODELING TREE CONTRIBUTION IN SUSCEPTIBILITY ANALYSIS OF SHALLOW LANDSLIDES.», *Model. Contrib. ÁRVORES NA ANÁLISE SUSCETIBILIDADE DESLIZAMENTOS Superf.*, vol. 14, n.º 28, pp. 13-28, jul. 2017, doi: 10.24050/reia.v14i28.975.

- [28] L. E. Pachay Alonzo, L. J. García Vincés, y M. G. Zevallos Loor, «Determinación de zonas susceptibles ante movimientos en masa utilizando metodología INSAR, Análisis Morfométrico y el Índice de Estabilidad (Mohr-Coulomb). Caso: Campus de la Universidad Técnica de Manabí (Portoviejo, Manabí, Ecuador)», *Polo Conoc. Rev. Científico - Prof.*, vol. 6, n.º 3, pp. 1776-1798, 2021.
- [29] I. Flores Berenguer, J. García Tristán, y Y. G. Haramboure, «Estabilidad de taludes durante un desembalse rápido en presas de tierra con suelos parcialmente saturados», *Ing. Desarro.*, vol. 38, n.º 1, pp. 13-31, jun. 2020, doi: 10.14482/inde.38.1.624.15.
- [30] I. Flores Berenguer, I. Castro Martínez, J. García Tristán, y Y. González Haramboure, «Influencia de la permeabilidad del suelo no saturado en los taludes de presas de tierra: Influence of unsaturated soil permeability on the slopes of earth dams.», *Ing. Hidraul. Ambient.*, vol. 40, n.º 3, pp. 86-100, sep. 2019.
- [31] S. Camacho-Orozco, A. M. Ramos-Cañón, J. A. Escobar-Vargas, y A. F. Garzón-González, «Quantitative analysis on the geomorphology influence in slope stability», *Rev. Ing. Univ. Medellín*, vol. 16, n.º 30, pp. 13-28, 2017.
- [32] C. Hernández Valerio, E. Botero Jaramillo, y A. Ossa López, «Uso de fibras de polietileno tereftalato (PET) para protección de erosión en taludes: Use of polyethylene terephthalate fibers (PET) for erosion protection on slopes.», *DYNA - Ing. E Ind.*, vol. 97, n.º 4, pp. 350-350, jul. 2022, doi: 10.6036/10502.
- [33] C. Sanhueza Plaza y L. Rodríguez Cifuentes, «Análisis Comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales», *Rev. Constr.*, vol. 12, n.º 1, pp. 17-29, abr. 2013, doi: 10.4067/S0718-915X2013000100003.
- [34] S. Camacho Orozco, A. M. Ramos Cañón, J. A. Escobar Vargas, y A. F. Garzón González, «Análisis cuantitativo en la influencia de la geomorfología en la estabilidad de taludes: Quantitative analysis on the geomorphology influence in slope stability.», *Rev. Ing. Univ. Medellín*, vol. 16, n.º 30, pp. 13-28, ene. 2017, doi: 10.22395/rium.v16n30a1.
- [35] C. A. Peña-Rincón, «Datos De Precipitación Con El Modelo Hsb Para Pronóstico De Deslizamiento De Suelos Superficiales», *Boletín Geol.*, vol. 39, n.º 2, pp. 49-56.
- [36] H. V. Mucuta-Lito y U. de Moa, «Evaluación de estabilidad en taludes del yacimiento Castellano mediante el cálculo del factor de seguridad», vol. 36, 2020.
- [37] M. Mesa Lavista, J. Álvarez Pérez, J. H. Chávez Gómez, M. Mesa Lavista, J. Álvarez Pérez, y J. H. Chávez Gómez, «Evaluación del factor de seguridad en taludes

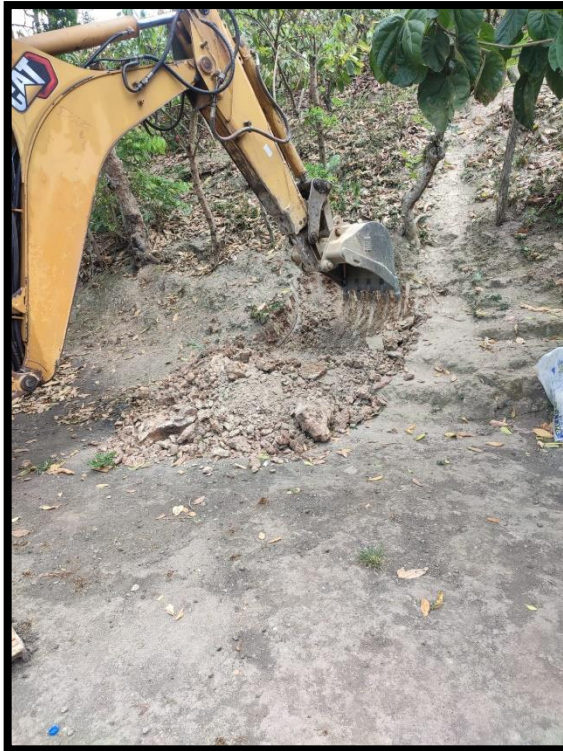
de terraplenes carreteros altos ante carga sísmica», *Ing. Sísmica*, n.º 103, pp. 1-17, dic. 2020, doi: 10.18867/ris.103.489.

[38] R. Martínez Silva, T. Hernández Columbié, y Y. Chacón Pérez, «Método de Cálculo de Taludes por Estados Límites. Caso de Estudio Presa de Colas Pedro Sotto Alba: Slope calculation methods using Limits State. Case study of the tailings dam Pedro Sotto Alba.», *Avances*, vol. 19, n.º 3, pp. 240-244, jul. 2017.

[39] R. J. Marín y R. Jaramillo-González, «Análisis de susceptibilidad a deslizamientos con el modelo Scoops3D en un terreno montañoso tropical: Landslide Susceptibility Assessment Using the Scoops3D Model in a Tropical Mountainous Terrain.», *Ing. Cienc.*, vol. 17, n.º 33, pp. 71-96, ene. 2021, doi: 10.17230/ingciencia.17.33.4.

6. ANEXOS

6.1. Memoria fotográfica



Anexo 1 Excavación para la extracción de las muestras de suelo



Anexo 2 Extracción de tubo Shelby a 6,00 m



Anexo 3 Extracción de tubo Shelby a 2,00 m



Anexo 4 Excavación para extracción de muestras



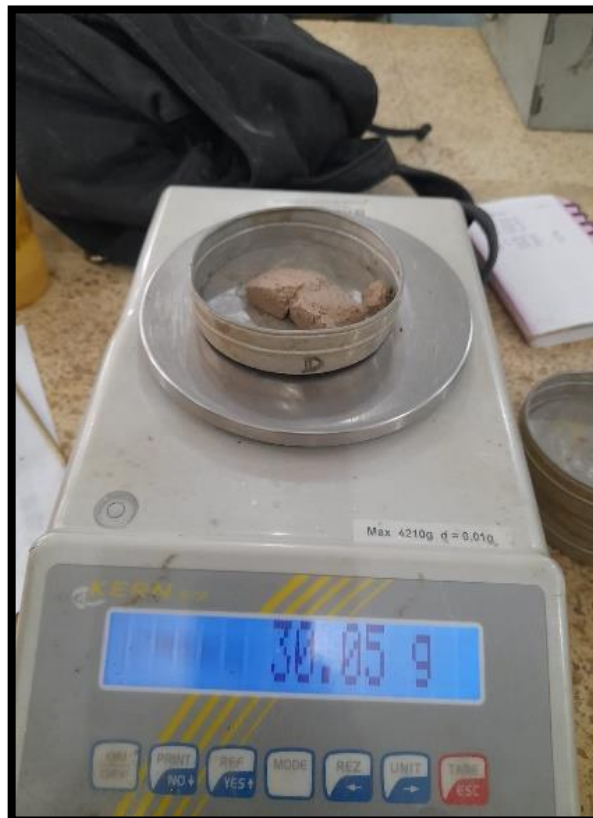
Anexo 5 Granulometría por lavado de la muestra de suelo



Anexo 6 Ensayo de contenido de humedad del suelo



Anexo 7 Equipo utilizado para el ensayo del límite líquido



Anexo 8 Muestra tomada del ensayo del límite líquido



Anexo 9 Cuarteo para la extracción de la muestra en el ensayo del límite líquido



Anexo 10 Ensayo del límite plástico de la muestra de suelo



Anexo 11 Extracción de la muestra de suelo del tubo Shelby



Anexo 12 Preparación de la muestra de suelo para el ensayo de compresión simple



Anexo 13 Tallado del cilindro para el ensayo de compresión simple



Anexo 14 Toma de las dimensiones de la muestra cilíndrica de suelo