

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS
RESIDUALES MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO Y SU
INFLUENCIA EN LA ESTABILIDAD DE PRESAS DE RELAVE**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Claudia Nicole Espinoza Vela

ASESOR:

Jeferson Ever Menacho Caso


Lima, Junio, 2025

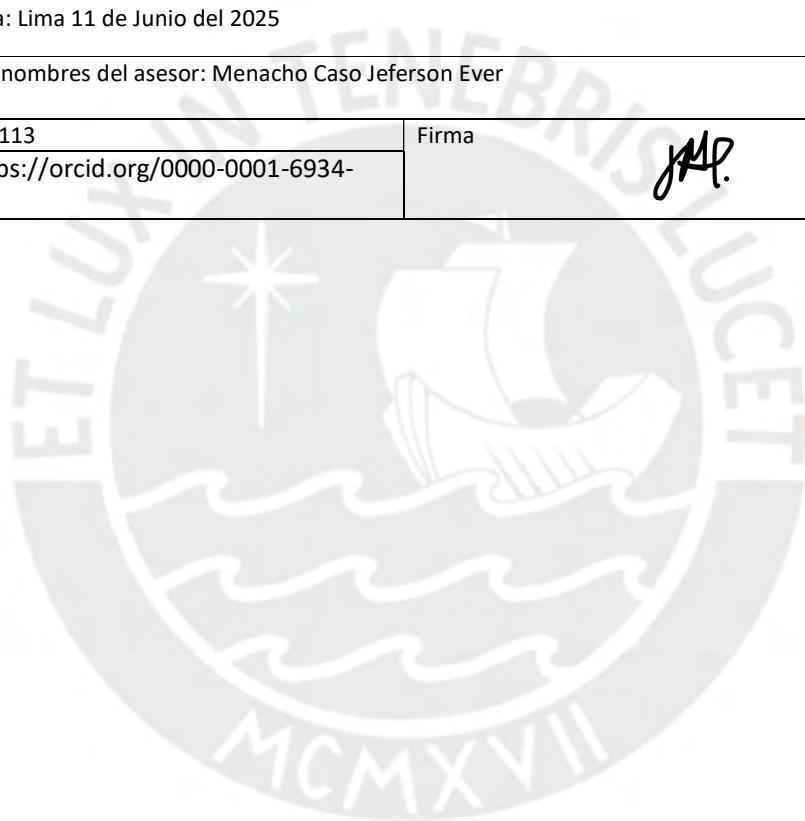
Informe de Similitud

Yo, Jeferson Ever Menacho Caso, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulado CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS RESIDUALES MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO Y SU INFLUENCIA EN LA ESTABILIDAD DE PRESAS DE RELAVE, de la autora Claudia Nicole Espinoza Vela, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 11/06/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima 11 de Junio del 2025

Apellidos y nombres del asesor: Menacho Caso Jeferson Ever	
DNI: 44851113	Firma
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-6934-4088	



RESUMEN

Las actividades mineras son procesos industriales que implican la extracción de minerales y otros materiales valiosos de la tierra que involucran la construcción de estructuras de gran envergadura. Se sabe que a lo largo de los años han ocurrido fallas catastróficas en estas estructuras, principalmente por falta de estudios en el comportamiento suelo-estructura. La presente investigación pretende realizar la caracterización geotécnica de suelos residuales característicos de zonas tropicales ubicados en Sudamérica, en la cual se encontrará un depósito de relaves con la finalidad de evaluar la estabilidad física de esta estructura.

Primero, se recopiló información de referencias bibliográficas de las características de los suelos residuales. Con esta información, se elaboraron figuras con data de ensayos de laboratorio para la interpretación del comportamiento del suelo residual, en este paso se utilizó ensayos de propiedades índice más comunes para las características físicas y ensayos especiales para determinar los parámetros de resistencia al corte del material. Posteriormente, se ejecutó el modelo geotécnico de una hipotética presa correspondiente a un depósito de relaves para evaluar la estabilidad física de esta y verificar que se cumpla con los factores de seguridad mínimos requeridos definidos por organizaciones que se encargan de la seguridad de este tipo de estructuras. El análisis de estabilidad se realizó para condiciones drenadas y no drenadas mediante enfoques, o metodologías, para comparar el comportamiento de la estructura dependiendo del enfoque asignado. Finalmente, se propuso un método de estabilización de la presa para el cumplimiento de los factores de seguridad mínimo requeridos y se mencionan las conclusiones y recomendaciones más relevantes.

Tabla de Contenido

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Antecedentes históricos	2
1.2	Justificación	4
1.3	Objetivos	5
1.4	Hipótesis	6
1.5	Alcance	7
2	MARCO TEÓRICO.....	9
2.1	Aspectos fundamentales de suelos residuales.....	9
2.1.1	Perfil estratigráfico del suelo residual.....	11
2.2	Características físicas de suelos residuales	14
2.3	Resistencia al corte de suelos residuales.....	22
2.3.1	Variaciones de la resistencia al corte	23
2.3.2	Resistencia al corte efectiva o drenada	25
2.3.3	Resistencia al corte no drenada.....	26
2.4	Análisis de estabilidad de taludes	28
2.4.1	Método de Equilibrio Limite	28
2.5	Condiciones de análisis.....	33
2.5.1	Condición drenada	33
2.5.2	Condición no drenada	33
2.6	Enfoques para la determinación de la resistencia al corte	35
2.6.1	Mohr-Coulomb	35
2.6.2	Metodología SHANSEP	38
2.6.3	Modelo Suelo Residual.....	41
2.7	Directrices sobre presas mineras.....	42
3	METODOLOGÍA	46
3.1	Enfoque metodológico	47
3.2	Procedimiento general	48
3.3	Procedimiento para el desarrollo de la caracterización de resistencia al corte	51
3.3.1	Criterio general	51
3.3.2	Desarrollo del procedimiento.....	54
3.4	Procedimiento para el desarrollo del análisis de estabilidad	57
3.4.1	Criterio general	58
3.4.2	Desarrollo del procedimiento.....	59
4	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL CASO DE ESTUDIO	61
4.1	Características de la presa de relaves.....	61
4.2	Características del sitio	62
4.3	Descripción de los componentes del depósito de relaves	63
4.3.1	Fundación.....	63
4.3.2	Cuerpo de la presa.....	64
4.3.3	Relaves.....	65

5	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO RESIDUAL	69
	5.1 Propiedades físicas.....	69
	5.2 Resistencia al corte	79
	5.2.1 Resistencia al corte drenado.....	79
	5.2.2 Resistencia al corte no drenado.....	81
6	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	85
	6.1 Introducción	85
	6.2 Modelo geotécnico.....	85
	6.3 Resultados del análisis de estabilidad.....	87
	6.4 Resultados de estabilidad de taludes con estabilización.....	90
7	CONCLUSIONES	94
8	RECOMENDACIONES.....	98
9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	101



Índice de Tablas

Tabla 2-1	Comparativa general entre condiciones drenadas y no drenadas.....	27
Tabla 2-2	Metodologías de equilibrio límite para estabilidad de taludes (Duncan y Wright, 2005)	30
Tabla 2-3	Comparativa para la elección de condiciones drenadas y no drenadas	34
Tabla 2-4	Factores de seguridad recomendados de acuerdo con normativas.....	44
Tabla 3-1	Resumen de ensayos de laboratorio, normas ASTM y parámetros obtenidos.	51
Tabla 3-2	Rangos de CV para cada propiedad del suelo fino (arcillas y limos) de acuerdo con Phoon y Kulhawy (1999).	53
Tabla 3-3	Factores de seguridad mínimos definidos.....	59
Tabla 4-1	Resumen de los tipos de relaves y clasificación geotécnica (ICOLD, 2022) ..	66
Tabla 4-2	Resumen de parámetros del relave (Vick, 1990).....	67
Tabla 4-3	Resumen de parámetros asumidos por componente.	67
Tabla 5-1	Resumen de ensayos de laboratorio del suelo residual.....	79
Tabla 6-1	Parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad	87
Tabla 6-2	Resumen de factores de seguridad obtenidos del modelo geotécnico inicial ..	88
Tabla 6-3	Resumen de factores de seguridad con estabilización	90

Índice de Figuras

Figura 1-1	Zona de desastre tras la falla de la presa de Brumadinho, Brasil (BBC, 2019).	4
Figura 2-1	Áreas con clima tropical (Huat et al., 2012)	10
Figura 2-2	Esquema del perfil estratigráfico del suelo residual.	12
Figura 2-3	Variaciones en los perfiles de meteorización del suelo residual (Wesley, 2010)	13
Figura 2-4	Carta de Plasticidad de Casagrande (Das, 2015)	18
Figura 2-5	Carta de plasticidad convencional y varios suelos residuales tropicales (Wesley, 2010)	20
Figura 2-6	Angulo de fricción relacionado con la posición en la carta de plasticidad (Wesley, 2010).....	26
Figura 2-7	Resistencia a corte no drenada versus el índice de liquidez para varios suelos residuales y gráfico para suelos totalmente remoldeados (Wesley, 2010)	27
Figura 2-8	Fuerzas actuantes en una columna de dovela para una masa deslizante.....	29
Figura 2-9	Envolvente de falla de acuerdo con Mohr (Huat et al., 2012)	36
Figura 2-10	Envolventes de falla del Círculo de Mohr en base a esfuerzos efectivos (Huat et al., 2012)	37
Figura 3-1	Diagrama de flujo para la ejecución del análisis	50
Figura 3-2	Pasos a seguir para la caracterización geotécnica del suelo residual.....	54
Figura 3-3	Metodología Enfoque 1: Mohr-Coulomb	56
Figura 3-4	Metodología Enfoque 2: Modelo Suelo Residual (SR) (Dareeju, 2021).....	57
Figura 3-5	Pasos a seguir para la ejecución del análisis de estabilidad.....	59
Figura 4-1	Ubicación del Ecuador en el mapa de Sudamérica (Google Earth, 2025).....	61
Figura 4-2	Dimensiones de la hipotética presa de relaves.....	62
Figura 4-3	Perfil estratigráfico típico del caso en estudio	64
Figura 4-4	Resistencia al corte de enrocados a partir de ensayos triaxiales a gran escala (Leps, 1970)	65
Figura 4-5	Modelo geotécnico.....	68
Figura 6-1	Sección del modelo geotécnico en el programa SLOPE/W.....	87
Figura 6-2	Modelo geotécnico con contrafuerte en la Etapa 3	91

Índice de Gráficos

Gráfico 5-1	Resultados de Análisis Granulométrico.....	70
Gráfico 5-2	Resultados de Contenido de humedad.....	71
Gráfico 5-3	Resultados de Límites de Atterberg e Índice de Liquidez.....	73
Gráfico 5-4	Resultados en Carta de Plasticidad.....	74
Gráfico 5-5	Resultados de límites de plasticidad de acuerdo con el gráfico propuesto por Wesley (2010).....	75
Gráfico 5-6	Resultados de índice de actividad vs profundidad.....	76
Gráfico 5-7	Relación entre el índice de plasticidad y el porcentaje de arcillas.....	77
Gráfico 5-8	Resultados de Gravedad Específica (Gs).....	78
Gráfico 5-9	Estimación de ángulo de fricción efectivo.....	80
Gráfico 5-10	Interpretación del ángulo de fricción en base a valores de plasticidad según Wesley (2010).....	81
Gráfico 5-11	$S_u / \sigma_v' vs \sigma_v'$	82
Gráfico 5-12	$S_u vs \sigma_v'$	83
Gráfico 5-13	Diagrama de cajas y bigotes de S_u / σ_v' obtenido de la ecuación de Skempton (1957).....	84
Gráfico 6-1	Comparación de factores de seguridad del caso sin contrafuerte y con contrafuerte para las tres etapas de la presa.....	92

Lista de Anexos

Anexo A Resultados del análisis de estabilidad de taludes – Modelo geotécnico inicial

Anexo B Resultados del análisis de estabilidad de taludes – Modelo geotécnico con estabilización



1 Introducción

La minería es una actividad relacionada a la explotación y extracción de minerales que se encuentran en el subsuelo en forma de yacimientos. Esta actividad genera grandes beneficios e ingresos económicos a las comunidades, además de ser una fuente de trabajo importante para el desarrollo. Existen diferentes estructuras que conforman la operación de la minería, entre ellos se encuentran los depósitos de relaves, que durante su vida útil pueden fallar y ocasionar desastres naturales y pérdidas de vida.

Los depósitos de relaves son estructuras destinadas a almacenar residuos mineros producto de la explotación minera y está conformado por una presa de tierra cuya función principal es la de contener los relaves producto del proceso de extracción. Las presas de relaves suelen ser de grandes dimensiones y gran altura, por lo que son susceptibles a fallas por inestabilidad. Las principales causas de falla son los deslizamientos de taludes, terremotos, inadecuada fundación, erosión, entre otros.

Los deslizamientos de taludes de tierra son los eventos más comunes y destructivos que generan pérdidas económicas y de vida, especialmente cuando se trata de taludes ubicados sobre suelos residuales que no han sido correctamente caracterizados.

Los suelos residuales se encuentran en los trópicos y su principal característica es que son producto de la meteorización física y química in situ de la roca madre. Estos suelos se encuentran principalmente en países como Brasil, Colombia y Ecuador, donde las condiciones climáticas favorecen la meteorización química. En la actualidad, la diferencia de este tipo de suelos con los suelos sedimentarios aún es tema de debate, ya que el clásico concepto de mecánica de suelos, donde se mencionan las características y propiedades físicas de los suelos como el índice de plasticidad, se basan en su mayoría en investigaciones realizadas en suelos sedimentarios, por lo que podría resultar inaplicable para los suelos residuales.

La caracterización de los suelos residuales para el diseño geotécnico es un reto debido a su compleja composición y origen inherentes, al entorno topográfico y la accesibilidad, y a las condiciones climáticas. Normalmente se requiere una serie de métodos de investigación geotécnica para evaluar la interpretación más adecuada en función de los objetivos de diseño.

Este trabajo busca aportar al entendimiento del comportamiento de suelos residuales en contextos geotécnicos complejos, como es el caso de presas de relaves. A diferencia de los estudios tradicionales que se basan principalmente en suelos sedimentarios, esta investigación se enfoca en suelos residuales, los cuales pueden presentar comportamientos no convencionales en cuanto a resistencia al corte. La novedad del estudio radica en la estimación y análisis de estos parámetros durante las distintas etapas de recrecimiento de una presa, permitiendo evaluar su influencia en la estabilidad del talud con un enfoque progresivo y detallado. Esto contribuye a una mejor representación del comportamiento real de estos suelos en obras de infraestructura minera. En este caso de estudio, se analizará la estabilidad física de una hipotética presa de un depósito de relaves cimentado sobre suelo residual.

1.1 Antecedentes históricos

Las fallas en presas de relaves han sido una preocupación significativa en la industria minera debido a sus graves consecuencias ambientales y humanas. Históricamente, estas fallas han ocurrido por diversas razones, incluyendo inestabilidad de la fundación, diseño deficiente, y mantenimiento inadecuado. No obstante, un análisis común en muchos de estos eventos es la falta de una adecuada caracterización geotécnica de los suelos que componen la fundación, en particular la evaluación de su resistencia al corte.

Ejemplos notables incluyen la falla de la presa de Los Frailes en España (1998), la de Mount Polley en Canadá (2014), y la tragedia de Brumadinho en Brasil (2019). En los tres casos, la inestabilidad de la fundación fue determinante en el colapso, lo que evidencia la

importancia de estudios geotécnicos precisos, especialmente cuando se trata de suelos residuales. A continuación, una breve descripción de lo ocurrido en cada una:

- Los Frailes, España: La falla de la presa de relaves de Los Frailes ocurrió el 25 de abril de 1998 en Aznalcóllar, España. La ruptura de la presa afectó gravemente el ecosistema del Parque Nacional de Doñana. La causa principal de la falla fue una inestabilidad en la fundación de la presa que estaba compuesta por una combinación de aluvión de terraza fluvial y marga azul (roca sedimentaria compuesta de calcita y arcillas). La sobrecarga de los desechos mineros ocasionó la licuación de los materiales de la fundación, generando el colapso de la presa y daños ambientales (Tailings.info, s.f.).
- Mount Polley, Canadá: La falla de la presa de relaves de Mount Polley ocurrió el 4 de agosto de 2014 en la provincia de Columbia Británica, Canadá. La ruptura de la presa se debió a un diseño deficiente que no consideraba adecuadamente las condiciones geotécnicas del sitio, una fundación compuesta por materiales débiles, y una falta de monitoreo y mantenimiento continuo. En este desastre no hubo pérdidas humanas, pero sí un impacto ambiental significativo (EJ Atlas, s.f.).
- Brumadinho, Brasil: La falla de la presa de Brumadinho (ver Figura 1-1), ocurrida el 25 de enero de 2019 en Minas Gerais, Brasil, fue un desastre devastador. La presa, operada por Vale S.A., colapsó debido a la inestabilidad de su fundación compuesta por suelo residual y roca alterada. Este colapso liberó millones de metros cúbicos de lodo tóxico, causando pérdidas humanas y una significativa contaminación ambiental (BBC, 2019).



Figura 1-1 Zona de desastre tras la falla de la presa de Brumadinho, Brasil (BBC, 2019).

Estos antecedentes destacan la necesidad urgente de investigar y comprender en mayor profundidad el comportamiento mecánico de los suelos residuales utilizados en la construcción o fundación de presas de relave. En particular, la evaluación de la resistencia al corte mediante ensayos de laboratorio representa una herramienta fundamental para evitar fallas estructurales catastróficas como las aquí descritas.

1.2 Justificación

Las presas de relaves presentan una tasa de fallas considerablemente mayor en comparación con otras infraestructuras civiles, como las presas de agua, lo que genera preocupación a nivel global por su potencial impacto ambiental y social. Según Rico et al. (2008), se registraron 147 fallas de presas de relaves a nivel mundial entre 1910 y 2000, con una frecuencia media de 1.7 fallas por año, cifra que se incrementó a 2.2 fallas anuales entre 2000 y 2007. Del total de incidentes analizados, 28% ocurrió en Europa, evidenciando que incluso regiones con normativa avanzada no están exentas de estos eventos. Entre los años 2010 y 2019 la tasa de falla por año se incrementó en 4.5 (World Mine Tailings Failures, n.d.). Se estimó que más del 75% de las fallas analizadas estuvieron asociadas a factores geotécnicos, tales como la inestabilidad de taludes y la falta de caracterización adecuada de los materiales de fundación. Estos datos cuantifican la magnitud del problema y refuerzan la necesidad de realizar estudios geotécnicos detallados, particularmente en suelos residuales, para evaluar

correctamente la resistencia al corte y garantizar la estabilidad estructural de las presas de relaves.

Los depósitos de relaves deben ser lo suficientemente estables para garantizar la seguridad ante posibles fallas y evitar eventos catastróficos como desastres naturales o destrucción de comunidades aledañas. Para este caso de estudio, la estructura principal se encuentra cimentada sobre suelos residuales. Estos suelos se forman producto de la meteorización de la roca madre y presentan una microestructura que desempeña un papel fundamental en su comportamiento esfuerzo-deformación.

La justificación de la investigación se centra en la correcta caracterización de los suelos residuales con la finalidad de conocer el comportamiento de este suelo y caracterizar su resistencia, al mismo tiempo que se cumple con las recomendaciones de las guías internacionales como el Comité Nacional Australiano de Grandes Presas (ANCOLD, por sus siglas en inglés), y la Asociación Canadiense de Presas (CDA, por sus siglas en inglés).

1.3 Objetivos

El objetivo principal es caracterizar el suelo residual sobre el que estará fundada una hipotética presa de un depósito de relaves de tipo aguas abajo y evaluar la estabilidad física de la estructura bajo ciertas condiciones.

Los objetivos específicos consisten en lo siguiente:

- Recopilar, organizar y procesar resultados de ensayos de laboratorio (propiedades índice y triaxiales) realizados sobre el suelo residual del caso de estudio.
- Caracterizar geotécnicamente el suelo residual mediante la determinación de propiedades físicas relevantes, tales como humedad, granulometría, cohesión y ángulo de fricción, y estimar la resistencia al corte en condiciones drenadas y no drenadas

- Construir un modelo geotécnico basado en el perfil estratigráfico del caso de estudio y geometría hipotética de la presa, e incorporar variables como el ángulo de fricción para evaluar la estabilidad de la presa de relaves bajo diferentes condiciones de carga, utilizando un software especializado de análisis geotécnico.
- Asignar los parámetros de resistencia al corte a cada unidad estratigráfica del modelo geotécnico, considerando los resultados de laboratorio y/o referencias bibliográficas.
- Realizar el análisis de estabilidad de taludes en condiciones estáticas mediante métodos límite para calcular el factor de seguridad del talud modelado.
- Evaluar la influencia de los parámetros de resistencia al corte dependiendo de la condición de carga (drenados y no drenados) del suelo residual a través del resultado del cálculo del factor de seguridad.
- Analizar el comportamiento del suelo residual durante las distintas fases de construcción de una presa de relaves, evaluando la evolución de la resistencia al corte y su impacto en el factor de seguridad mediante modelación geotécnica por etapas.

1.4 Hipótesis

La hipótesis planteada para esta investigación es la siguiente:

- Si se caracteriza adecuadamente el suelo residual mediante ensayos triaxiales en condiciones drenadas y no drenadas, entonces se evidenciarán variaciones en los parámetros de resistencia al corte que no siguen el comportamiento típico de suelos sedimentarios, lo cual influirá significativamente en el análisis de estabilidad durante las distintas etapas de recrecimiento de la presa de relaves.

1.5 Alcance

Para cumplir con los objetivos mencionados se realizará la caracterización geotécnica del suelo residual proveniente de la zona de estudio, con un número de muestras representativas tomadas de diferentes puntos de acuerdo con el perfil estratigráfico. Se analizarán 29 muestras inalteradas que serán sometidas a ensayos triaxiales y un promedio de 156 muestras alteradas a ensayos de propiedades físicas.

Los resultados obtenidos se utilizarán para estimar los parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción) bajo condiciones drenadas y no drenadas.

La presente tesis contiene los siguientes alcances:

- Describir las características de los suelos residuales en base a bibliografía.
- Explicar la metodología del análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite.
- Definir los enfoques para la caracterización de resistencia al corte del suelo residual
- Definir los parámetros de resistencia de los demás materiales presentes en el modelo geotécnico.
- Modelar la sección crítica en el programa SLOPE/W.
- Establecer la configuración final de la presa para que cumpla con la estabilidad en base a factores de seguridad descritos en las normas internacionales ANCOLD (2012) y CDA (2019).

Las limitaciones del estudio incluyen:

- El análisis solo considerará las condiciones estáticas de estabilidad, sin considerar variaciones dinámicas o sísmicas.
- El estudio se centrará exclusivamente en la resistencia al corte y no abordará otros aspectos como la compresibilidad o permeabilidad del suelo.

- Las muestras serán tomadas en puntos específicos del área de estudio, lo que limita el análisis a una zona geográficamente definida.
- El modelo geotécnico utilizado asumirá condiciones de homogeneidad en la estratigrafía del suelo, sin considerar posibles heterogeneidades o variaciones a pequeña escala entre las muestras.
- La influencia de factores ambientales externos, como la temperatura o la precipitación, no será evaluada dentro del alcance de este estudio.



2 Marco teórico

2.1 Aspectos fundamentales de suelos residuales

Blight y Leong (2012) mencionan que una definición general de los suelos residuales es que son el resultado de una meteorización in situ de rocas o fragmentos de rocas en un determinado periodo de tiempo y que no han sido transportados de su lugar de origen. Pueden resultar producto de la meteorización de rocas ígneas, sedimentarias o metamórficas. Existen tres factores importantes para el desarrollo de los suelos residuales: la composición química de la roca, condiciones ambientales y el tiempo.

La meteorización química es más eficaz que la desintegración mecánica porque altera la estructura mineralógica de las rocas, lo que tiene implicaciones directas en la resistencia y comportamiento hidráulico de los suelos residuales. Según Huat et al. (2012), el ataque de agua, oxígeno y dióxido de carbono sobre los minerales primarios de las rocas da lugar a la formación de arcillas, las cuales aumentan la plasticidad y expansividad del material. Esta alteración afecta la resistencia al corte de los suelos en profundidad, especialmente en zonas con alta humedad o frecuentes ciclos de saturación y desecación. Por ejemplo, los suelos residuales en regiones tropicales presentan una mayor permeabilidad en las capas superiores, pero las capas más profundas tienden a tener una menor capacidad de drenaje, lo que aumenta el riesgo de inestabilidad de taludes durante periodos de lluvias intensas.

Los suelos residuales formados por material meteorizado suelen ser muy gruesos en profundidad en los trópicos, ya que en estas zonas las condiciones climáticas son favorables para una meteorización intensa debido a las altas precipitaciones y temperaturas. Por otro lado, en áreas áridas o laderas de montañas expuestas a erosión los suelos residuales son de menor espesor o no se encuentran. En la Figura 2-1 se muestra el mapa de las zonas trópicas del

mundo, en la que para este caso de estudio se tomarán datos de suelos residuales ubicados en Sudamérica.

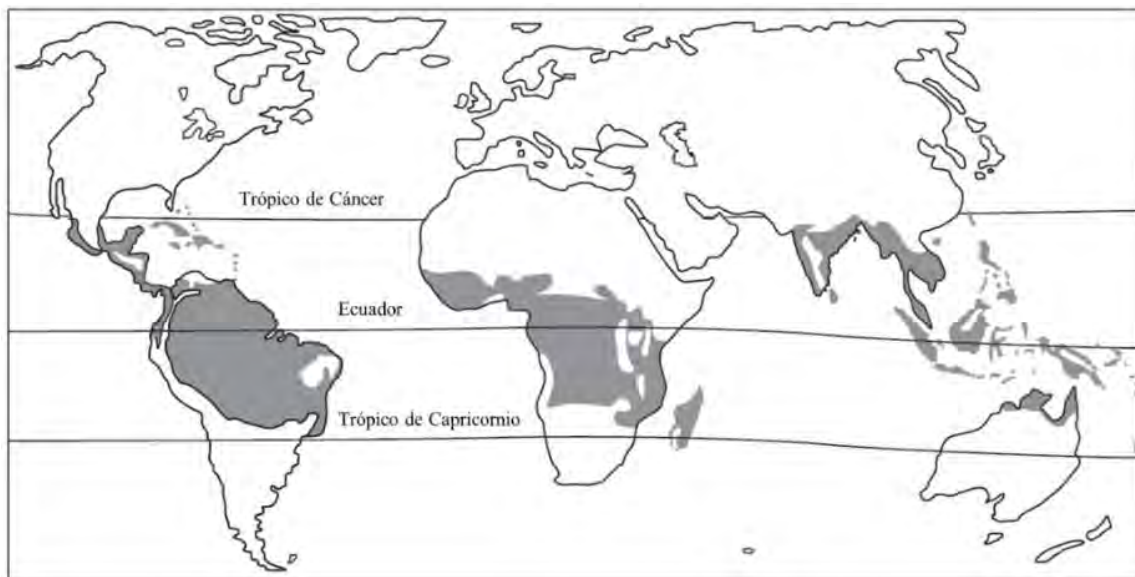


Figura 2-1 Áreas con clima tropical (Huat et al., 2012)

Asimismo, la topografía tiene una considerable influencia en el proceso de meteorización. En las áreas montañosas el material se encuentra drenado, lo que conlleva a la formación de minerales de arcilla de baja actividad en los suelos, considerándolos como suelos que tienen una resistencia al corte relativamente alta y de buen comportamiento geotécnico, ya que su capacidad de drenaje es adecuada y no presentan una susceptibilidad significativa a la expansión o al colapso.

En contraste, en áreas amplias y planas el drenaje es más limitado y la humedad está presente en cambios estacionales; en épocas secas el agua del suelo se pierde por evaporación y en épocas de lluvia el suelo vuelve a absorber agua. Este ciclo de humedad afecta la actividad de las arcillas, favoreciendo la formación de minerales expansivos de alta actividad. Wesley (2010) indica que los suelos que contienen estos minerales son más susceptibles a la expansión, lo que reduce considerablemente su resistencia al corte y aumenta el riesgo de inestabilidad en taludes. Además, la plasticidad de estos suelos puede aumentar, lo que los convierte en

materiales indeseables, especialmente en proyectos de presas de relave, donde la estabilidad del talud es crítica.

2.1.1 Perfil estratigráfico del suelo residual

Para comprender la evolución de las propiedades geotécnicas de los materiales en función de la profundidad, es fundamental considerar los procesos de meteorización que afectan a las rocas en su estado natural. Factores físico-químicos como la humedad, la temperatura y la presencia de agentes biológicos actúan con mayor intensidad en la superficie, por lo que el grado de meteorización tiende a disminuir progresivamente en profundidad. Con el objetivo de representar esta transición gradual en las propiedades físicas de los materiales, diversos autores han propuesto modelos de perfiles de meteorización. Uno de los más ampliamente aceptados es el de Deere y Patton (1971), adoptado por el Boletín 151 de la ICOLD (2017), el cual subdivide el perfil en tres zonas principales: (I) suelo residual, (II) roca meteorizada y (III) roca fresca o relativamente no meteorizada. Además, la zona de suelo residual se clasifica en tres horizontes pedológicos: IA (Horizonte A), IB (Horizonte B) e IC (Horizonte C). En la Figura 2-2 se presenta un esquema representativo del perfil estratigráfico del suelo residual.

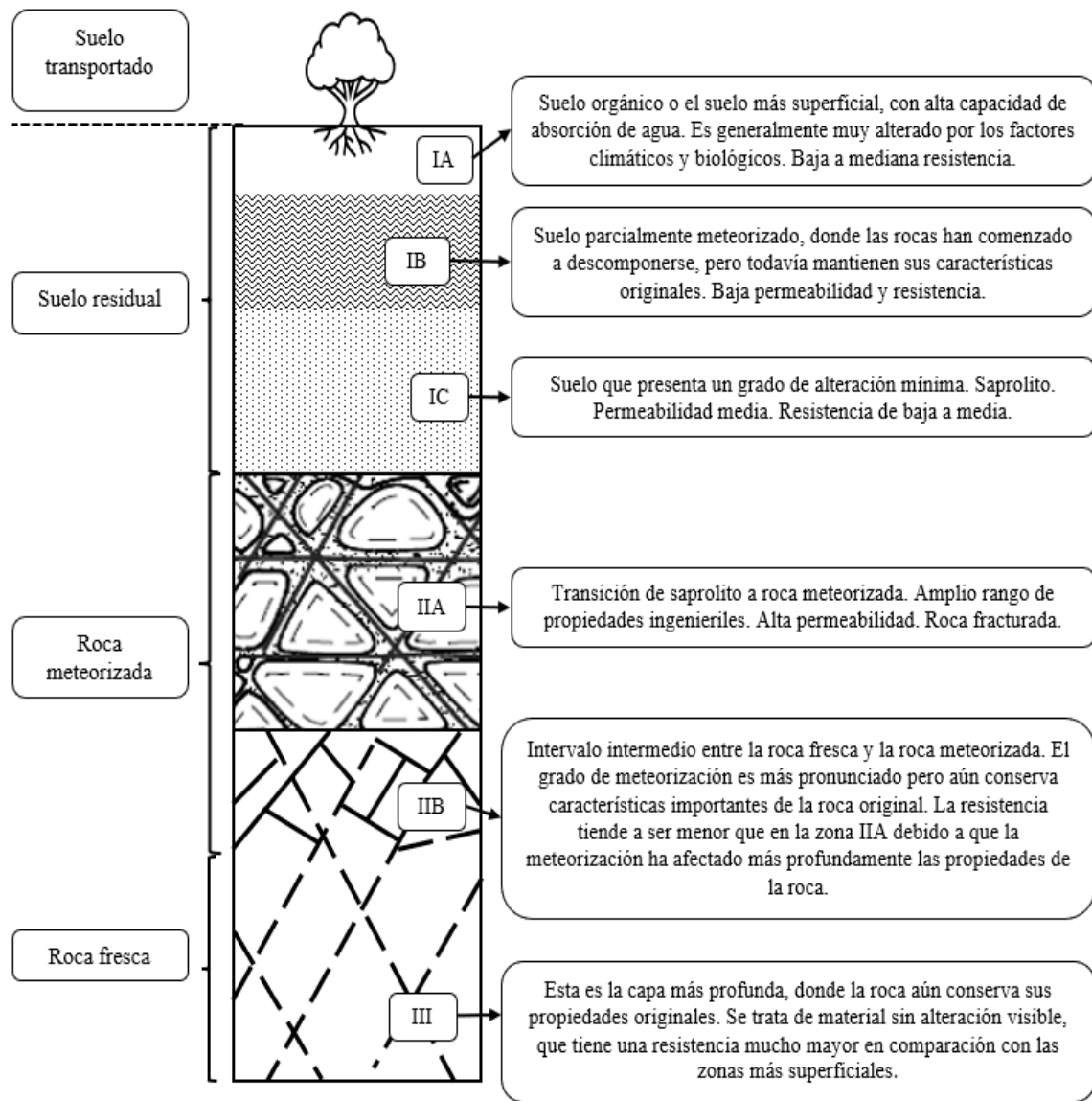


Figura 2-2 Esquema del perfil estratigráfico del suelo residual.

En la Figura 2-3 se muestra las diversas estratigrafías que se pueden encontrar en los suelos residuales dependiendo del grado de meteorización de la roca madre.

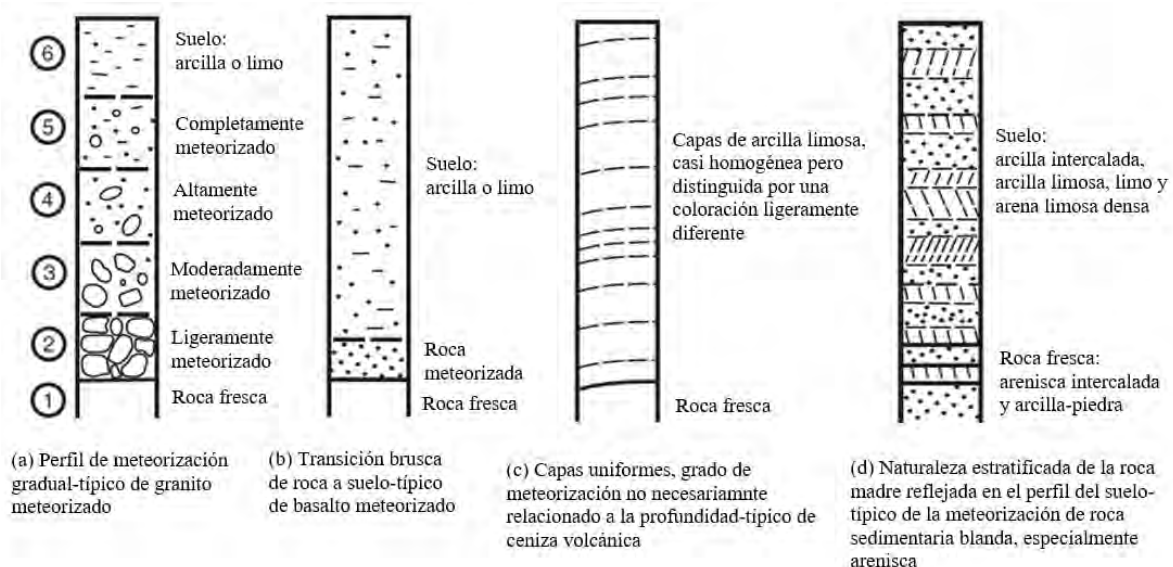


Figura 2-3 Variaciones en los perfiles de meteorización del suelo residual (Wesley, 2010)

En la primera columna (a) se puede observar que el perfil está dividido en seis zonas en base al grado de meteorización, partiendo desde roca fresca hasta suelo. Se puede notar que el espesor de cada zona meteorizada no es muy diferente, sin embargo, si se tienen diferentes rocas madre el cambio de roca fresca a suelo puede ser abrupto como se muestra en la columna (b). Este tipo de perfil se pueden encontrar en suelos basálticos meteorizados.

En la columna (c) se tiene un perfil de suelo volcánico de ceniza donde también se puede apreciar un cambio abrupto entre la roca fresca y el suelo. En este tipo de meteorización la ceniza se ha depositado sobre la roca y el suelo es proveniente de la ceniza fresca. También puede ocurrir que los estratos más profundos tengan mayor meteorización que las superiores ya que estuvieron mayor tiempo expuestas a la meteorización.

En la columna (d) se tiene un perfil típico de meteorización de rocas sedimentarias, especialmente areniscas blandas. En este caso, el proceso de meteorización puede no ser aquel en el que los minerales de la roca se descomponen y se convierten químicamente en minerales de arcilla, sino uno en el que los agentes cementantes se disuelven por la acción del agua que percola, liberando así los minerales de arcilla ya presentes en la roca madre (Wesley, 2010).

Algunos geólogos e ingenieros geotécnicos utilizan el término “saprolito” para describir la zona meteorizada entre la roca y el suelo. El Comité de Suelos Tropicales de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelo e Ingeniería de Cimentaciones (1985) a determinado tres criterios para describir un suelo como saprolito: (i) es un suelo en el sentido geotécnico, (ii) presenta claras características estructurales que permiten la identificación de la roca madre y (iii) es auténticamente residual, es decir, es producto directamente de la meteorización de la roca madre.

La transición de suelo estructurado a saprolito en un perfil de meteorización tiene un impacto considerable en la caracterización de los parámetros geotécnicos, como la resistencia al corte, la plasticidad y la capacidad de compresión. Los suelos estructurados, que se encuentran en las capas más superficiales, mantienen una mayor cohesión y resistencia debido a su menor grado de alteración, lo que les otorga una mayor capacidad de soporte y estabilidad. En cambio, el saprolito, más profundo y con un mayor grado de meteorización, presenta una estructura más fragmentada y menos cohesiva, lo que disminuye su resistencia al corte y aumenta su plasticidad. Esta transición genera una variabilidad significativa en las propiedades del material, lo que debe ser considerado en el diseño de estructuras geotécnicas, como presas de relave cimentadas sobre suelo residual.

2.2 Características físicas de suelos residuales

Las propiedades índice de un suelo representan parámetros fundamentales que se obtienen a través de ensayos estandarizados en laboratorio, los cuales permiten describir su comportamiento físico inicial y facilitar su clasificación geotécnica. Estos ensayos permiten clasificar y comprender mejor el comportamiento del suelo.

La aplicación de los ensayos de propiedades índice y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) aún es cuestionada en suelos residuales debido a las

características del material se destruyen al manipular los suelos para realizar los ensayos. No obstante, los límites de plasticidad desempeñan un papel importante en este tipo de suelos. A continuación, se mencionan las propiedades índice más conocidas de los suelos residuales en base a bibliografía.

Granulometría y mineralogía

La granulometría y la mineralogía son dos factores fundamentales que condicionan las propiedades físicas y mecánicas de los suelos residuales, influyendo significativamente en su comportamiento frente a diferentes esfuerzos o condiciones ambientales.

La granulometría se refiere a la distribución del tamaño de las partículas del suelo, que puede incluir arenas, limos, arcillas, y fragmentos de roca más grandes. La presencia de partículas finas, como las arcillas, afecta en gran medida la plasticidad y cohesión del suelo. El ensayo de granulometría permite determinar el rango de partículas de suelos que se encuentran dentro de una muestra de material de grano grueso mediante el tamizado. En los suelos residuales puede resultar compleja la ejecución de este ensayo debido al tamaño de partículas, que usualmente son de grano fino. Wesley (2010) menciona:

- Algunos suelos residuales no se componen de partículas discretas en su estado natural o inalterado; solo el proceso de preparación de la muestra logra separar el suelo en partículas individuales.
- Algunos suelos residuales son extremadamente finos, pero aún conservan buenas propiedades ingenieriles.
- El ensayo de hidrómetro llega a ser difícil en arcillas con alta presencia de alofano por su fuerte tendencia a flocular.

La granulometría influye en la permeabilidad del suelo, ya que los suelos más finos tienen una baja permeabilidad, lo que les permite retener más agua y volverse más susceptibles a los cambios en la humedad. En comparación, los suelos más gruesos, como los arenosos, tienen una mayor permeabilidad y, por ende, una menor susceptibilidad a estos cambios.

Por otro lado, la mineralogía de los suelos residuales determina la composición mineral que influye directamente en las propiedades mecánicas, como la resistencia al corte, compresibilidad y estabilidad. Los suelos residuales de origen ígneo o metamórfico suelen contener minerales como la caolinita, montmorillonita o illita, que afectan su comportamiento bajo cargas. Por ejemplo, Wesley (2010) menciona que los suelos con una alta concentración de montmorillonita (una arcilla expansiva) pueden mostrar un comportamiento expansivo (hinchazón) o contractivo (contracción), y que puede causar daños significativos a las infraestructuras. En cambio, los suelos con una mayor proporción de minerales cuarzosos o granos gruesos tienen una menor plasticidad y generalmente presentan una mayor resistencia y estabilidad.

En resumen, la granulometría determina la distribución del tamaño de las partículas del suelo, afectando su cohesión y plasticidad, mientras que la mineralogía define la composición y comportamiento del suelo frente a diferentes condiciones de carga, humedad y temperatura. Ambas características son esenciales para la correcta caracterización y predicción del comportamiento de los suelos residuales.

Contenido de humedad (w)

El contenido de humedad representa el volumen de agua contenido en los espacios vacíos de una muestra de suelo. En el caso de los suelos residuales, debido a su capacidad para retener agua, pueden mostrar una mayor susceptibilidad a la expansión y contracción debido a los

cambios en la humedad. Además, puede existir agua cristalizada dentro de la estructura de los minerales que se libera a temperaturas de secado entre 105 y 110 °C.

Por ello, para poder identificar este tipo de suelos, Fookes (1997) sugiere que se deben realizar pruebas comparativas en muestras duplicadas, donde se mida el contenido de humedad mediante el secado hasta alcanzar una masa constante entre 105 y 110 °C, y a una temperatura que no exceda los 50 °C. hasta que el pesaje sucesivo no muestre pérdidas significativas de masa ya que esto podría indicar la presencia de agua intrapartícula.

Límites de plasticidad o Límites de Atterberg

El ensayo de límites de plasticidad permite caracterizar los suelos de grano fino. Consiste en determinar el contenido de agua (expresado en porcentaje) necesario en un suelo para que adquiera propiedades plásticas. El límite plástico (LP) es el contenido de humedad en el punto de transición de estado semisólido al estado plástico; y el límite líquido (LL), de estado plástico a líquido.

Casagrande (1932) elaboró una carta de plasticidad (ver Figura 2-4) para clasificar los suelos según sus propiedades de plasticidad. Este gráfico muestra la relación entre el límite líquido y el índice de plasticidad (IP) con el objetivo de diferenciar las arcillas de los limos.

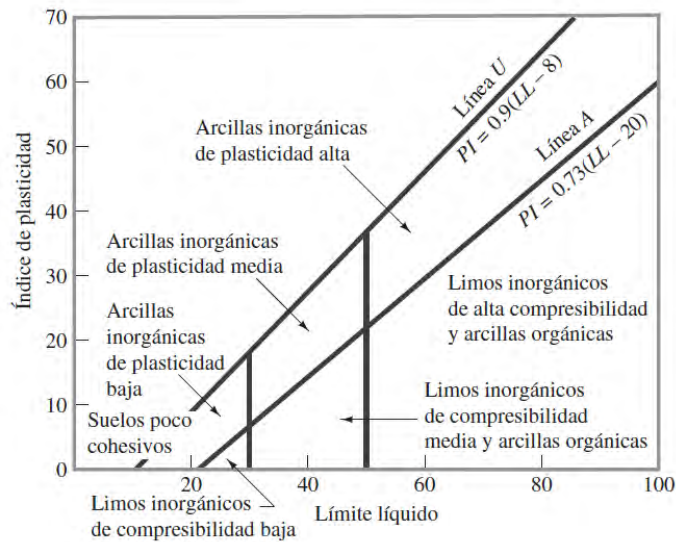


Figura 2-4 Carta de Plasticidad de Casagrande (Das, 2015)

Los índices de plasticidad (como el IP y LP) son parámetros fundamentales en la caracterización de suelos residuales, ya que proporcionan información crucial sobre su comportamiento en condiciones de humedad y su capacidad para deformarse sin fracturarse. Estos índices permiten clasificar el suelo según su consistencia y su comportamiento mecánico.

El índice de plasticidad (IP), que se obtiene como la diferencia entre LL y LP, indica la amplitud del rango de humedad en el cual el suelo se comporta de manera plástica. En suelos residuales, el IP es particularmente relevante ya que su valor ayuda a determinar cómo el suelo se comportará bajo variaciones de humedad. Suelos con un IP elevado tienden a ser más plásticos y menos estables cuando se someten a cambios de humedad, lo que puede influir en la estabilidad de las estructuras sobre ellos.

Los valores de LP y LL son esenciales para entender el comportamiento de los suelos residuales en condiciones de saturación y para evaluar su susceptibilidad a deformaciones cuando se expone a fuerzas externas. Los suelos con valores bajos de LP y LL suelen ser más estables y menos propensos a deformaciones bajo condiciones de carga, mientras que los suelos

con valores elevados de LP y LL tienen un comportamiento más variable y son más susceptibles a sufrir deformaciones plásticas o incluso fallas estructurales si se ven expuestos a humedad o cargas excesivas.

La importancia de estos índices radica en su capacidad para predecir el comportamiento del suelo frente a la humedad, lo cual es crucial para la estabilidad de las estructuras y para prevenir problemas como el deslizamiento o el colapso en suelos que se vuelven demasiado plásticos o frágiles en presencia de agua.

En suelos residuales, estos índices pueden variar significativamente debido a su composición mineral, grado de meteorización y contenido de arcilla, factores que influyen directamente en su capacidad de retener agua y en su comportamiento bajo carga. Por lo tanto, la evaluación de estos índices debe formar parte integral de la caracterización de los suelos residuales, ya que afectan tanto la resistencia al corte como el comportamiento volumétrico de los suelos.

En la Figura 2-5 se muestra la carta de plasticidad donde se indica que para los suelos que se encuentran muy por debajo de la línea "A" suelen tener buenas propiedades técnicas, caso contrario si encuentran por encima de esta línea.

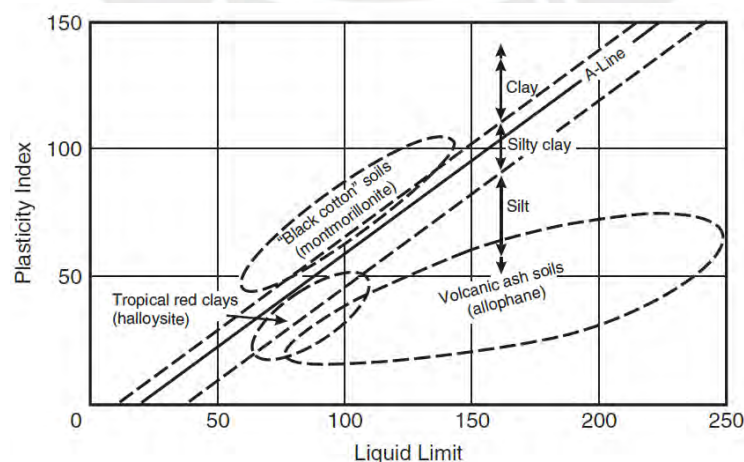


Figura 2-5 Carta de plasticidad convencional y varios suelos residuales tropicales
(Wesley, 2010)

Por otro lado, el índice de liquidez (IL) es un valor que relaciona la humedad con los límites de plasticidad como se muestra en la siguiente fórmula:

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP}$$

Cuando el valor de IL es mayor a 1 indica que el suelo es plástico y puede estar relacionado a una mayor sensibilidad, es decir, el suelo es más propenso a sufrir cambios volumétricos significativos y a ser potencialmente licuable durante eventos sísmicos o cuando están saturados. Por otro lado, cuando IL es menor a 1 indica que el suelo es rígido, es decir, tiene menor capacidad de deformación y por lo tanto es menos propenso a sufrir cambios volumétricos significativos.

Por otro lado, el índice de actividad (IA) es un parámetro fundamental en la caracterización de suelos finos, particularmente en aquellos compuestos por arcillas, y se utiliza para evaluar su comportamiento plástico y su sensibilidad a los cambios de humedad. Este índice se calcula como la relación entre el índice de plasticidad (IP) y el porcentaje de arcilla (%C) en el suelo, mediante la fórmula:

El índice de actividad (IA) es un parámetro propuesto por Skempton (1953) para evaluar el comportamiento plástico de las fracciones finas en los suelos, particularmente de las arcillas. Se define como la relación entre el índice de plasticidad (IP) y el contenido porcentual de partículas menores a 2 micras (fracción arcilla), mediante la siguiente fórmula:

$$IA = \frac{IP}{\text{Porcentaje de arcilla}}$$

Según Skempton, este índice permite clasificar las arcillas en función de su "actividad coloidal":

- Arcillas inactivas si $IA < 0.75$
- Arcillas normales si $0.75 < IA < 1.25$
- Arcillas activas si $IA > 1.25$

El IA está fuertemente relacionado con la mineralogía de la arcilla; por ejemplo, las arcillas de tipo caolinita suelen tener actividades bajas, mientras que las montmorillonitas presentan valores elevados. Esta clasificación es útil para anticipar el comportamiento volumétrico y la sensibilidad del suelo frente a variaciones en el contenido de humedad.

Gravedad específica

La gravedad específica es la relación entre el peso unitario de los sólidos en el suelo y el peso unitario del agua y ayuda a determinar las relaciones gravimétricas y volumétricas de los suelos. Huat et al. (2012) indica que los suelos residuales pueden tener gravedades específicas inusualmente altas y otros inusualmente bajas.

Ensayos específicos en suelos residuales

La caracterización de los suelos residuales requiere la realización de ensayos específicos que van más allá de los ensayos convencionales. Debido a la naturaleza heterogénea de estos suelos, es fundamental aplicar ensayos adaptados a sus características particulares.

Por ejemplo, la compactación es esencial para evaluar la densificación del suelo, ya que los suelos residuales suelen mostrar una gran variabilidad en su respuesta a la compactación, dependiendo de su grado de meteorización, mineralogía y contenido de agua. Es común que los suelos residuales presenten zonas más compactas cerca de la superficie y zonas más sueltas o porosas a mayor profundidad. Por lo tanto, la curva de compactación obtenida en ensayos como el Proctor estándar o el Proctor modificado puede no ser representativa en todos los casos, y es necesario realizar ensayos adaptados a las condiciones específicas del suelo.

La necesidad de ensayos específicos para suelos residuales se hace más evidente cuando los métodos estándar no siempre proporcionan resultados adecuados para predecir el comportamiento del suelo en condiciones reales. Incorporar ensayos específicos como los de compactación, corte no estándar, triaxiales modificados, permeabilidad, y expansión en la caracterización de los suelos residuales es esencial debido a su alta heterogeneidad y variabilidad. Estos ensayos permiten obtener datos más representativos sobre sus propiedades facilitando un análisis más detallado y confiable.

La caracterización adecuada de los suelos residuales tropicales requiere una estrecha relación entre las propiedades físicas y mecánicas del suelo y los métodos de laboratorio empleados para su evaluación. En suelos residuales con alta plasticidad, los ensayos de índice de plasticidad (IP), límites de plasticidad (LP) y límites líquidos (LL) son fundamentales, ya que permiten evaluar el comportamiento del suelo bajo variaciones de humedad y su capacidad para expandirse o contraerse. En suelos con alta proporción de minerales cuarzosos o granos gruesos, donde la plasticidad es más baja, es más pertinente realizar ensayos de compactación y resistencia al corte mediante el ensayo triaxial o corte directo, para determinar su capacidad de soportar cargas estáticas o dinámicas.

En general, la selección de los métodos de laboratorio debe basarse en una evaluación preliminar de las características mineralógicas y físicas del suelo, así como en el tipo de estructura o proyecto que se va a construir, para garantizar que los resultados obtenidos sean representativos del comportamiento del suelo en el contexto real de uso.

2.3 Resistencia al corte de suelos residuales

La resistencia al corte corresponde al valor límite del esfuerzo cortante que un suelo puede desarrollar antes de experimentar deslizamiento a lo largo de un plano potencial de falla.

En los suelos, esta resistencia al corte está controlada por el esfuerzo efectivo, ya sea que la falla ocurra en condiciones drenadas o no drenadas.

Según Wesley (2010), las propiedades ingenieriles de los suelos residuales son en general buenas, especialmente aquellas derivadas de la meteorización de rocas ígneas y volcánicas. Tanto la resistencia al corte no drenada como los parámetros de resistencia efectiva son bastante altos. Esto se observa en las laderas de las colinas compuestas por suelos residuales que normalmente permanecen estables en pendientes sustancialmente más empinadas. Caso contrario sucede en la mayoría de los suelos residuales derivados de la meteorización de rocas sedimentarias blandas; estas suelen tener baja resistencia al corte y fallas en pendientes poco inclinadas.

2.3.1 Variaciones de la resistencia al corte

Existen diversos factores que afectan la resistencia al corte, entre los cuales destacan aquellos por su naturaleza, mineralogía y condiciones de humedad. A continuación, se describen los más relevantes:

1. Resistencia de los granos o partículas: En los suelos residuales, las partículas presentan una notable variabilidad en su resistencia al aplastamiento, lo cual tiene un impacto directo en los valores de resistencia al corte. Por ejemplo, cuando predominan partículas minerales como el cuarzo, que son altamente resistentes a la trituración, es común observar ángulos de fricción interna más elevados (Suárez, 1998).
2. Mineralogía: La mineralogía juega un papel clave en la resistencia al corte de los suelos residuales. Minerales como el cuarzo, que son más duros y angulares, aumentan la fricción interna y la resistencia al corte. En cambio, minerales arcillosos como caolinita y montmorillonita reducen esta resistencia, especialmente cuando el

suelo está saturado, debido a su mayor plasticidad. Así, la composición mineralógica influye directamente en el comportamiento mecánico de estos suelos.

3. Las estructuras relictas y discontinuidades: Las discontinuidades débiles en la roca madre, como juntas meteorizadas o rellenas de materiales de baja resistencia, pueden desarrollar superficies lisas con baja resistencia residual tras ser sometidas a esfuerzos repetidos. Estas zonas de debilidad, presentes en el suelo residual después de la descomposición de la roca, son difíciles de detectar en perforaciones y suelen ser la causa de fallos en las muestras de ensayo. La resistencia del suelo depende de la orientación y frecuencia de estas discontinuidades, lo que hace que su influencia en la resistencia global sea compleja de evaluar. (Blight and Leong, 2012).
4. Anisotropía: La anisotropía en suelos residuales se refiere a la variación de sus propiedades mecánicas en función de la dirección de los esfuerzos aplicados, lo que afecta directamente su resistencia al corte. Esta anisotropía puede originarse por la estructura heredada de la roca parental. Blight and Leong (2012) señalan que los minerales como la mica presentes en suelos residuales, pueden orientarse de manera que contribuyen a una mayor anisotropía en la resistencia al corte. Esta alineación genera una diferencia en la resistencia en función de la orientación de las superficies de deslizamiento, haciendo que la resistencia sea menor en las direcciones paralelas a las superficies de debilidad, como las discontinuidades. Así, la anisotropía en suelos residuales debe ser considerada al evaluar su resistencia al corte, ya que las variaciones en la orientación de las discontinuidades internas afectan la estabilidad del material.
5. Succión: Debido a las condiciones climáticas en regiones con escasez de agua, los niveles freáticos suelen ser profundos, lo que provoca una desecación profunda del

perfil del suelo. Como resultado, los suelos residuales a menudo se encuentran en un estado no saturado, con aire presente en sus vacíos. En estos suelos, la presión del aire en los poros se aproxima a la atmosférica, mientras que la presión del agua en los poros es subatmosférica, es decir, negativa, debido a los efectos capilares en los poros pequeños. Esta presión negativa, conocida como succión, contribuye a un aumento en el esfuerzo efectivo, lo que significa que el esfuerzo efectivo en el suelo se vuelve mayor que el esfuerzo total (Blight and Leong, 2012). Entonces, la succión en suelos no saturados puede aumentar la resistencia al corte; sin embargo, cuando las condiciones climáticas cambian drásticamente (como suelos saturados por lluvias) se genera pérdida de succión y la resistencia al corte se reduce.

2.3.2 Resistencia al corte efectiva o drenada

La resistencia efectiva de los suelos residuales se debe a diversos factores como el contenido de minerales arcillosos con buenas propiedades de fricción y/o efectos microestructurales que aportan una cohesión significativa.

Wesley (2010) elaboró un gráfico que correlaciona el ángulo de fricción efectivo con la plasticidad del suelo (ver Figura 2-6), donde se observa que el valor del ángulo de fricción tiende a ser menor cuando la distancia a la línea A de la carta de plasticidad es positiva y tiende a ser mayor cuando la distancia es negativa.

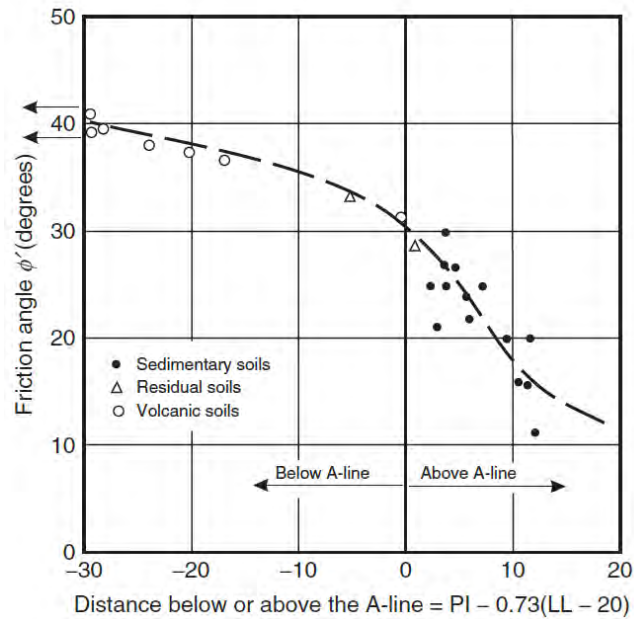


Figura 2-6 Ángulo de fricción relacionado con la posición en la carta de plasticidad (Wesley, 2010)

Si bien la tendencia mostrada en la Figura 2-6 puede utilizarse para suelos sedimentarios y residuales, debe complementarse con ensayos de laboratorio, ya que la data utilizada para la elaboración del gráfico está limitada a una cierta cantidad.

2.3.3 Resistencia al corte no drenada

En la actualidad existen diversas correlaciones empíricas para obtener la resistencia al corte no drenada de un material. Por ejemplo, Skempton (1957) propuso la siguiente fórmula que relaciona la resistencia al corte no drenada (S_u) de suelos normalmente consolidados con la presión efectiva de sobrecarga (σ_v') y el índice de plasticidad (IP):

$$S_u / \sigma_v' = 0.11 + 0.0037(IP)$$

Como esta relación no es específica para suelos residuales, es posible relacionar la resistencia al corte no drenada de este tipo de suelos con el índice de liquidez. En la Figura 2-7 se muestra una curva que representa el límite inferior de la resistencia al corte en el que puede llegar un suelo remoldeado en base a su índice de liquidez.

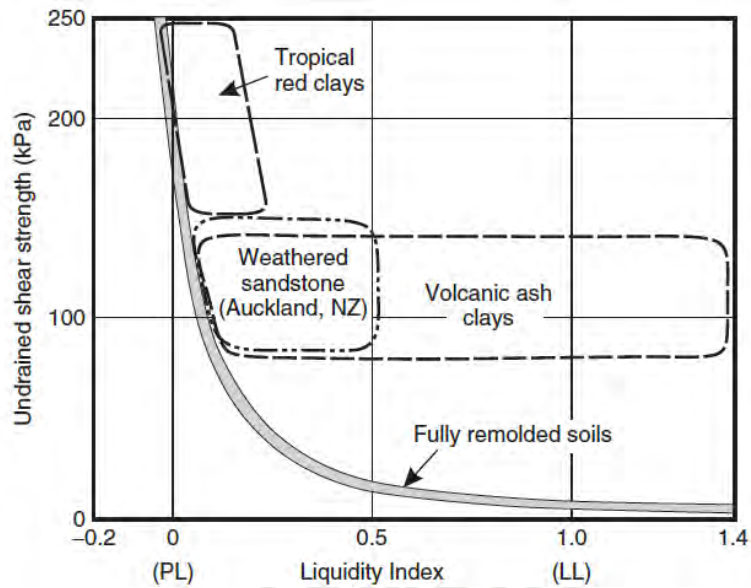


Figura 2-7 Resistencia a corte no drenada versus el índice de liquidez para varios suelos residuales y gráfico para suelos totalmente remoldeados (Wesley, 2010)

En la Tabla 2-1 se presenta una comparación entre las condiciones drenadas y no drenadas en suelos residuales, específicamente en lo que respecta a la resistencia al corte. Esta comparación resalta las diferencias clave en el comportamiento mecánico de los suelos bajo diversas condiciones de saturación y drenaje, destacando las implicancias prácticas en el diseño geotécnico y la estabilidad.

Tabla 2-1 Comparativa general entre condiciones drenadas y no drenadas

Condición	Resistencia al corte	Implicaciones Prácticas
Drenada	Mayor resistencia al corte	En condiciones drenadas, el agua puede salir fácilmente, lo que permite que las partículas del suelo tengan una mayor fricción entre ellas, aumentando la resistencia al corte. Esto es especialmente relevante en suelos arenosos o con baja cohesión.
No drenada	Menor resistencia al corte	Bajo condiciones no drenadas, el agua intersticial queda atrapada dentro de la estructura del suelo, lo que provoca un incremento en la presión de poro. Este aumento reduce significativamente la resistencia al corte, al disminuir la fricción y la cohesión efectiva entre las partículas, haciendo al suelo más susceptible a fallos.

2.4 Análisis de estabilidad de taludes

Das (2015) interpreta por talud a la superficie de suelo expuesta que se emplaza en un ángulo con la horizontal. La pendiente del talud puede ser de manera natural o como consecuencia de obras ingenieriles. Cuando la superficie del suelo tiene una pendiente muy pronunciada, un componente de la gravedad hará que el suelo tienda a deslizarse hacia abajo, ocasionando fallas de la pendiente.

De acuerdo con De Matteis (2003), el término estabilidad se refiere a la capacidad de una masa de suelo para resistir el deslizamiento o colapso, manteniendo su integridad estructural frente a condiciones externas. Esto último consiste en el deslizamiento del talud y al desplazamiento del suelo que se encuentra debajo de este, ocasionando que el conjunto de masa tenga un movimiento hacia abajo y hacia afuera. Los deslizamientos suceden por la pérdida de resistencia del material a causa de eventos climáticos, sismos, construcciones, etc.

En el ámbito de la ingeniería geotécnica se evalúa la estabilidad de taludes mediante diferentes métodos, como el método de equilibrio límite que es el más utilizado.

2.4.1 Método de Equilibrio Limite

La metodología de equilibrio limite es la más utilizada para el análisis de estabilidad de taludes debido a la practicidad de su uso. Se basa en la teoría de las dovelas, que consiste en la partición de un talud en rebanadas (dovelas) asumiendo condiciones de equilibrio estático entre ellas.

Existen varias técnicas de solución del método de equilibrio limite que se caracterizan por ecuaciones estáticas que cumplen el equilibrio y por la relación entre el esfuerzo cortante y las fuerzas normales entre dovelas. En la Figura 2-8 se muestra las fuerzas normales y cortantes que actúan sobre una columna de dovela.

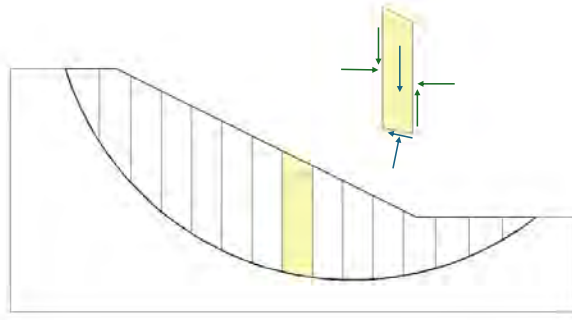


Figura 2-8 Fuerzas actuantes en una columna de dovela para una masa deslizante

La Figura 2-8 muestra que las fuerzas normales y cortantes de la dovela actúan sobre la base y los lados de la columna, en cambio, las fuerzas normales y cortantes entre dovelas actúan en los bordes verticales de la columna. Se considera que la masa deslizante está en estado de equilibrio límite cuando la suma de todas las fuerzas y/o momentos que actúan en la dovela es igual a cero.

De acuerdo con Raygada (2011), los métodos de equilibrio límite tienen en común las siguientes características:

- a. El factor de seguridad depende de los parámetros del suelo, especialmente de la resistencia al corte que tienen un alto grado de incertidumbre.
- b. Utilizan asunciones para complementar las ecuaciones de equilibrio, ya que el número de incógnitas es mayor al número de ecuaciones que se obtienen del equilibrio estático.
- c. El comportamiento de la masa de suelo es mecánico rígido perfectamente plástico y no se tienen en consideración la relación esfuerzo-deformación que se genera por factores externos, como cargas, o hasta del propio peso.

Diversos autores definieron metodologías considerando sus propias asunciones. En la Tabla 2-2 se muestra las metodologías más conocidas con sus respectivos autores.

Tabla 2-2 Metodologías de equilibrio límite para estabilidad de taludes (Duncan y Wright, 2005)

Metodología	Hipótesis	Uso
Método Ordinario o Fellenius	La superficie de deslizamiento es circular y las fuerzas de las dovelas se desprecian.	Muy conveniente para cálculos manuales. Inexacto para análisis de esfuerzo efectivo con alta presión de poros.
Bishop Simplificado	La superficie de deslizamiento es circular y las fuerzas de las dovelas son horizontales (no existe esfuerzo cortante entre las dovelas).	Más preciso que el Método Ordinario, especialmente en análisis con alta presión de poros. Los cálculos pueden ser manuales.
Spencer	Las fuerzas de las dovelas son paralelas (tienen la misma inclinación). La fuerza normal actúa en el centro de la base de la dovela.	Ofrece una solución rigurosa para la evaluación de estabilidad de taludes, siendo aplicable a configuraciones geométricas complejas y diversos perfiles estratigráficos. Este enfoque satisface las condiciones de equilibrio estático en su totalidad, tanto en fuerzas como en momentos
Morgensten and Price	La fuerza de corte se relaciona con la fuerza normal de las dovelas mediante una función $f(x)$. La fuerza normal actúa en el centro de la base de la dovela.	Este procedimiento es preciso y aplicable para prácticamente todo tipo de geometría de taludes y perfiles de suelo. El equilibrio es completo, riguroso y bien establecido.
Janbu Simplificado	Las fuerzas laterales son horizontales (no existe esfuerzo cortante entre dovelas). Como esta asunción genera factores de seguridad bajos en comparación con procedimientos más rigurosos que satisfacen el equilibrio completo, se proponen factores de corrección para mejorar (aumentar) el factor de seguridad.	Aplicable para todo tipo de geometrías de taludes y perfiles de suelo. Los únicos procedimientos adecuados para superficies de deslizamiento no circulares. Menos precisos que los procedimientos de equilibrio completo y los resultados son sensibles a las inclinaciones supuestas.

Metodología	Hipótesis	Uso
Janbu Generalizado	La ubicación de las fuerzas de las dovelas se da por una línea imaginaria definida por el usuario.	

Los métodos de equilibrio límite son ampliamente utilizados en el análisis de estabilidad de taludes, pero presentan diversas limitaciones que deben ser consideradas al interpretar los resultados. Una de las principales limitaciones es que estos métodos generalmente suponen una superficie de falla circular, lo que puede no ser aplicable a situaciones donde las formas de falla no son circulares, como en suelos con estructuras geológicas complejas o taludes irregulares. Además, los métodos de equilibrio límite asumen que el suelo es homogéneo y tiene propiedades constantes a lo largo de la masa del talud, lo que puede no ser cierto en la práctica, especialmente en suelos residuales o cuando existen variaciones significativas en la estructura del suelo. En cuanto a las condiciones no drenadas, los métodos tradicionales de equilibrio límite pueden ser inadecuados para analizar taludes saturados en suelos finos, ya que no toman completamente en cuenta la influencia de la succión o las condiciones de no drenaje que afectan las propiedades del suelo durante eventos de lluvias o cambios estacionales. Por otro lado, las limitaciones en la geometría de la superficie de falla y la falta de modelado adecuado de superficies de falla no circulares pueden llevar a una subestimación o sobreestimación de la estabilidad real del talud. Estas limitaciones hacen que, aunque útiles, los métodos de equilibrio límite necesiten ser aplicados con cautela y complementados con otros enfoques o métodos más sofisticados para obtener resultados más representativos en contextos complejos.

Para superar las limitaciones inherentes a los métodos de equilibrio límite, es útil considerar la transición hacia métodos numéricos más avanzados, como el Método de Elementos Finitos (FEM) y el Método de Equilibrio Límite y Presión de Poros (LEM+PWP). Estos métodos facilitan una evaluación más rigurosa y específica del comportamiento y

estabilidad de los taludes bajo distintas condiciones geotécnicas, ya que tienen la capacidad de modelar comportamientos más complejos, como la variabilidad de las propiedades del suelo y la presencia de superficies de falla no circulares. El FEM es especialmente útil para taludes en suelos heterogéneos o con geometrías irregulares, ya que permite modelar las propiedades materiales en función de su distribución espacial, mientras que el LEM+PWP integra el análisis de presiones de poros en suelos saturados, proporcionando una mejor representación del comportamiento de los taludes bajo condiciones no drenadas o en presencia de succión. Estos métodos también tienen la ventaja de permitir el modelado dinámico y la simulación de diferentes escenarios de carga, lo que puede proporcionar una mejor comprensión de la estabilidad de los taludes en condiciones cambiantes.

ANCOLD (2012) adopta el Método de Equilibrio Límite en sus guías de análisis, pero recomienda usar el método con un enfoque conservador, considerando márgenes de seguridad adicionales y análisis de sensibilidad en áreas con alta incertidumbre sobre las propiedades del suelo. ANCOLD resalta la importancia de realizar un análisis de estabilidad en condiciones drenadas y no drenadas para garantizar una evaluación completa de la seguridad del talud. Además, enfatiza la necesidad de realizar análisis complementarios, como la evaluación sísmica.

Softwares utilizados para el Método de Equilibrio Límite

Existen diversas plataformas computacionales que permiten aplicar el método de equilibrio límite en estudios de estabilidad de taludes. GeoStudio con su módulo SLOPE/W es uno de los más utilizados, permitiendo análisis tanto en condiciones drenadas como no drenadas, y considerando diferentes criterios de falla. Asimismo, herramientas como SLIDE y FLAC/Slope son frecuentemente empleadas por su capacidad de modelar diferentes escenarios geotécnicos y facilitar la obtención de factores de seguridad de forma eficiente.

2.5 Condiciones de análisis

2.5.1 Condición drenada

La condición drenada se emplea cuando los cambios en la aplicación de cargas son muy lentos o cuando han estado aplicadas por un largo periodo de tiempo, de tal manera que el suelo alcance su estado de equilibrio sin producir exceso de presión de poros debido las cargas aplicadas.

El análisis en condiciones drenadas se realiza usando pesos unitarios totales, parámetros de resistencia al corte efectivos y la presión de poros se determina a partir de niveles de agua o de análisis de infiltraciones.

2.5.2 Condición no drenada

La condición no drenada se emplea cuando los cambios en la aplicación de cargas son muy rápidos en comparación con el tiempo en que el agua pueda fluir dentro o fuera del suelo, generando que la presión de poros este controlada por el comportamiento del suelo ante los cambios de las cargas aplicadas.

El análisis en condiciones no drenadas se realiza usando pesos unitarios totales y parámetros de resistencia al corte totales.

La elección entre un análisis en condición drenada o no drenada debe fundamentarse en criterios geotécnicos específicos, entre los que destacan la permeabilidad del suelo, la velocidad de aplicación de la carga, el grado de saturación y el tipo de comportamiento del suelo (dilatante o contractivo).

Por ejemplo, en suelos de baja permeabilidad como las arcillas, si la carga se aplica rápidamente (como en un sismo o durante una etapa constructiva acelerada), no hay tiempo suficiente para que el agua se drene, por lo tanto, debe asumirse una condición no drenada. En

contraste, en suelos más permeables como las arenas, o cuando las cargas se aplican lentamente, puede considerarse una condición drenada.

El grado de saturación también es un parámetro determinante: cuando el suelo está completamente saturado, los cambios de volumen dependen de la capacidad del agua para salir o redistribuirse, lo cual justifica un análisis no drenado en situaciones rápidas. En cambio, en suelos parcialmente saturados, los efectos de succión y la presencia de aire en los poros permiten una mayor disipación de presión de poro, favoreciendo un comportamiento más cercano al drenado.

Además, el comportamiento del suelo bajo corte, si tiende a compactarse (comportamiento contractivo) o expandirse (comportamiento dilatante), también influye en la generación o disipación de presiones de poro, lo cual afecta directamente la resistencia al corte disponible. Por ello, el análisis debe considerar estas variables de forma integrada para reflejar de manera más realista las condiciones de campo.

En la Tabla 2-3 se presenta una comparativa en la elección de la condición de análisis.

Tabla 2-3 Comparativa para la elección de condiciones drenadas y no drenadas

Condición	Descripción	Uso	Velocidad de carga	Grado de Saturación
Drenada	Durante el ensayo, el agua presente en la matriz del suelo tiene la posibilidad de drenar gradualmente hacia el exterior del sistema, permitiendo que el suelo alcance un estado de equilibrio.	En suelos con drenaje, baja presión de poros.	Lenta	Bajo (no saturado)
No drenada	El agua no tiene tiempo para escapar, lo que genera una mayor presión de poros.	En suelos saturados, suelos con alta plasticidad o arcillosas.	Rápida	Alto (saturado)

La transición entre condiciones drenadas y no drenadas no siempre es clara y depende de varios factores como los ya mencionados. En situaciones donde el drenaje es lento o el suelo está completamente saturado, el comportamiento del suelo puede cambiar de drenado a no drenado. Esto es especialmente importante donde las condiciones de saturación pueden variar a lo largo del tiempo, afectando su estabilidad. Por lo tanto, es esencial considerar ambos tipos de análisis al evaluar la estabilidad.

2.6 Enfoques para la determinación de la resistencia al corte

La resistencia del suelo es fundamental para diversos aspectos de la estabilidad, como la capacidad portante y la estabilidad de taludes. Existen diferentes enfoques o metodologías cuando se quiere interpretar el comportamiento de un material dependiendo de condiciones del sitio, condiciones de carga, historia de esfuerzos, entre otros.

2.6.1 Mohr-Coulomb

Esta metodología es ampliamente conocida y utilizada para la determinación de la resistencia al corte del suelo. Das (2015) menciona que la falla del suelo ocurre debido a una combinación crítica entre el esfuerzo cortante, que tiende a deslizar las partículas del suelo, y el esfuerzo normal, que actúa perpendicularmente a la superficie e influye en la compactación del suelo.

El círculo de Mohr representa las varias combinaciones de esfuerzos a lo largo de un plano inclinado. En la Figura 2-9, los esfuerzos en el momento de la falla son representados por el punto de intersección entre el círculo de Mohr y la envolvente de resistencia al corte.

c: cohesión

ϕ : ángulo de fricción interna

En términos de Esfuerzos Efectivos

El esfuerzo efectivo es el esfuerzo soportado por los sólidos del suelo antes cargas aplicadas. Cuando un suelo está saturado y es sometido a cargas, el esfuerzo total producido se divide en esfuerzos efectivo y en presión de poros. Este concepto se presenta por la siguiente ecuación:

$$\sigma = \sigma' + u_w$$

Donde,

σ' : esfuerzo efectivo

u_w : presión de poros

Al aplicar este concepto en la ecuación de esfuerzos totales se tiene la siguiente ecuación cuya envolvente de falla se muestra en la Figura 2-10.

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi'$$

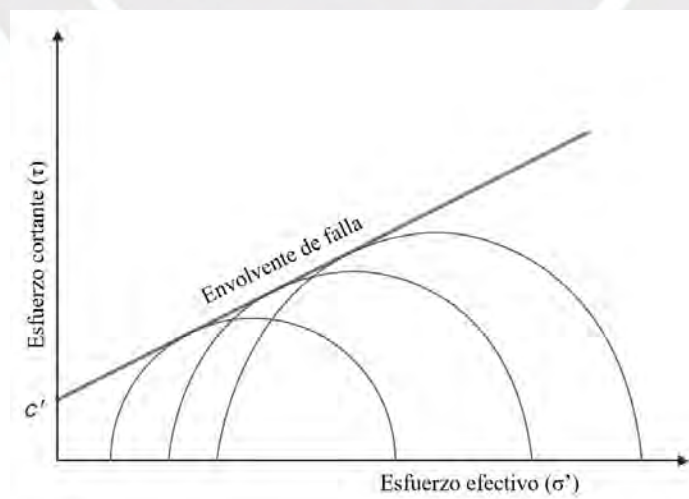


Figura 2-10 Envolventes de falla del Círculo de Mohr en base a esfuerzos efectivos (Huat et al., 2012)

A pesar de que esta ecuación de esfuerzo efectivo se utiliza para suelos saturados, actualmente se utiliza para evaluar fallas en taludes ya que en la condición saturada se estiman menores valores de resistencia al corte, con la finalidad de que el diseño geotécnico sea conservador.

En general, la envolvente de falla del Círculo de Mohr representa los límites de resistencia al corte de un material y se puede obtener mediante ensayos especiales como los Ensayos Triaxiales.

Para la estimación de la resistencia al corte del suelo se utiliza este enfoque junto con la trayectoria de esfuerzos cuando se dispone de un gran número de data disponible, ya que resulta difícil obtener un ajuste tangencial óptimo de la envolvente de falla con más de tres ensayos. La trayectoria de esfuerzos es una representación gráfica que muestra cómo cambian los esfuerzos en un material bajo diferentes condiciones de carga. Generalmente en los ensayos triaxiales se presenta en un diagrama donde el eje horizontal representa el esfuerzo medio efectivo (p) y el eje vertical representa el esfuerzo desviador (q). Asimismo, mediante este gráfico se puede interpretar el comportamiento del suelo proporcionando información importante sobre la estabilidad.

En resumen, la gráfica de trayectoria de esfuerzos muestra como los esfuerzos cambian con el tiempo o con la aplicación de cargas; mientras que el círculo de Mohr complementa esta representación al proporcionar una visualización clara de los estados de esfuerzo en un punto específico.

2.6.2 Metodología SHANSEP

El concepto original de SHANSEP (en inglés, Stress History and Normalized Soil Engineering Property) fue definido por Ladd y Foott (1974) para suelos sedimentarios,

principalmente arcillosos, y enuncia que la resistencia al corte no drenada (S_u) aumenta al aumentar el esfuerzo efectivo.

Los principios básicos de SHANSEP son la historia de esfuerzos y las propiedades normalizadas del suelo. Primero, la historia de esfuerzos implica que el comportamiento del suelo está influenciado por las cargas previas que ha experimentado, lo cual es crucial para suelos que han sido sometidos a procesos de consolidación y descompresión. Segundo, las propiedades normalizadas permiten ajustar las características del suelo para eliminar variaciones debidas a diferentes niveles de esfuerzo, facilitando así una comparación más directa entre diferentes suelos y condiciones. Para ello, se normaliza la resistencia no drenada (S_u) dividiéndola por el esfuerzo efectivo (σ'), obteniendo así una relación S_u/σ' .

El modelo SHANSEP propuesto por Ladd y Foott (1974) implica consolidar muestras de suelo a esfuerzos efectivos que son mayores a los esfuerzos in situ e interpreta las resistencias en términos de relación de resistencia no drenada (S_u/σ'_v). Además, propone que la relación S_u/σ'_v aumenta de forma no lineal al aumentar el OCR de suelos sedimentarios saturados de grano fino. Ladd et al. (1977) propuso la siguiente ecuación:

$$S_u/\sigma'_v = S \times OCR^m$$

Donde:

- S : S_u/σ'_v de suelos normalmente consolidados
- OCR: ratio de sobreconsolidación
- m : constante (normalmente oscila entre 0.75 y 1), se obtiene por ajuste de datos triaxiales con diferentes estados de consolidación.

El ratio de sobreconsolidación, OCR, se puede calcular mediante la siguiente ecuación de Casagrande (1936):

$$OCR = \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c}$$

Donde:

- σ'_v : esfuerzo efectivo vertical
- σ'_c : esfuerzo de preconsolidación (determinado a partir de ensayos de consolidación)

La relación entre la resistencia al corte no drenada (S_u) y el esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) puede representarse mediante la curva S_u/σ'_v . Esta curva se construye a partir de ensayos triaxiales no drenados (CU) realizados en el laboratorio. Durante estos ensayos, también se mide la presión de poro (u), lo que permite calcular los esfuerzos efectivos mediante la relación $\sigma'_v = \sigma_v - u$, donde σ_v es el esfuerzo vertical total. Basándose en lo obtenido, se grafican los valores de S_u frente a los correspondientes σ'_v , construyendo así la curva S_u/σ'_v , que muestra cómo varía la resistencia al corte con el esfuerzo efectivo aplicado al suelo bajo condiciones no drenadas.

La construcción de la curva S_u/σ'_v es esencial para la correcta aplicación del método SHANSEP. Al medir la resistencia al corte no drenada en función del esfuerzo efectivo vertical y al considerar las condiciones de presión de poro, se obtiene una representación precisa del comportamiento del suelo bajo diferentes niveles de carga, lo que permite normalizar sus propiedades y predecir su comportamiento a lo largo del tiempo.

Ladd (1974) indica que la desventaja del uso de esta metodología se limita a que solo puede ser aplicada en depósitos en los que se puede obtener un historial de esfuerzos bien definido.

Como la consolidación en los suelos sedimentarios se basa en la forma de deposición, ya sea en el mar o en un lago, seguida de la compresión a causa de su peso propio, en los suelos

residuales no existe un proceso de sedimentación y consolidación, por lo que no presenta una línea de consolidación inicial y no podría obtenerse el esfuerzo de preconsolidación de manera convencional mediante la curva de compresibilidad de un ensayo de consolidación. Además, para este tipo de suelos hay una relación casi lineal entre la presión y compresión que hace que estos materiales no muestren un punto de inflexión (que normalmente indica el esfuerzo de preconsolidación) cuando se grafican los resultados.

Debido a estas limitaciones, el modelo SHANSEP no puede ser aplicado directamente en suelos residuales. No obstante, Dareeju et al. (2021) propusieron un modelo modificado, basado en los principios de SHANSEP, que se adapta mejor al comportamiento particular de este tipo de suelos.

2.6.3 Modelo Suelo Residual

Dareeju et al. (2021) menciona que el Modelo Suelo Residual (Modelo RS) muestra una disminución no lineal en la resistencia no drenada normalizada a medida que aumenta el esfuerzo de sobrecarga. Esta relación está vinculada a la resistencia asociada con la estructura inherente de la matriz parental, que controla la resistencia no drenada en niveles de esfuerzo bajos. Sin embargo, esta relación se supera en esfuerzos más altos, por encima de la presión de fluencia vertical. La ecuación que representa el modelo RS es la siguiente:

$$S_u / \sigma'_v = A \times (\sigma'_v)^B$$

Donde A y B son constantes del material en específico.

El Modelo Suelo Residual no debe confundirse con un modelo constitutivo general de suelos, ya que no está diseñado para describir el comportamiento general de un suelo bajo diferentes condiciones de carga, sino específicamente para suelos residuales. A diferencia de otros modelos constitutivos que podrían abordar comportamientos no lineales o viscoelásticos

de suelos, este modelo en particular está enfocado en capturar cómo la estructura de los suelos residuales influye en su resistencia a esfuerzos específicos. Este tipo de modelos tiene especial relevancia en terrenos donde el suelo ha sido alterado o donde no existen procesos sedimentarios, como en suelos residuales generados por meteorización

2.7 Directrices sobre presas mineras

El Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM) es un estándar internacional diseñado para mejorar la gestión segura y sostenible de los relaves mineros en todo el mundo. Desarrollado por organizaciones clave del sector minero, el GISTM establece principios y directrices fundamentales que abarcan desde el diseño y operación hasta el monitoreo y el cierre de las presas de relaves. Su objetivo principal es garantizar que las operaciones mineras gestionen los relaves de manera que se minimicen los riesgos para las personas, las comunidades y el medio ambiente. A través de este estándar, se promueve un enfoque riguroso en la seguridad estructural, la gestión de riesgos y la transparencia en todas las fases del ciclo de vida de una presa de relave. Así, el GISTM busca proporcionar un marco global para las mejores prácticas en la industria, alineando las operaciones mineras con los más altos estándares de responsabilidad social y ambiental.

El GISTM establece directrices claras sobre los aspectos clave que deben ser considerados en el diseño, operación, monitoreo y cierre de las presas de relaves. Algunas de las directrices más relevantes incluyen:

1. Seguridad y Estabilidad de las Presas: Exige que las operaciones mineras implementen prácticas que aseguren la estabilidad estructural de las presas de relaves a lo largo de su ciclo de vida, desde la construcción hasta el cierre.
2. Monitoreo y Transparencia: Subraya la importancia de un sistema de monitoreo continuo de las presas de relaves y de una transparencia total en la divulgación de

información sobre el estado y las condiciones de las instalaciones de relaves. Esto es clave para prevenir accidentes y garantizar que las autoridades, las comunidades y las partes interesadas estén informadas de los riesgos asociados.

3. Enfoque en la Evaluación de Riesgos: Pone un énfasis considerable en la evaluación de riesgos asociados con las presas de relaves, exigiendo que las operaciones mineras utilicen metodologías para identificar y mitigar los peligros potenciales, como la ruptura o el desbordamiento de las presas.
4. Cierre y Recuperación: Define las mejores prácticas para el cierre y la recuperación ambiental de las áreas afectadas por las presas de relaves, garantizando que estas áreas sean restauradas a un estado seguro y estable para las generaciones futuras.

Asimismo, establece requisitos claros para garantizar la estabilidad y seguridad de las presas de relaves durante su operación. Estos requisitos se centran en:

1. Evaluación continua de riesgos estructurales: Exige que las presas de relaves sean sometidas a evaluaciones periódicas de seguridad y estabilidad para identificar y mitigar cualquier posible fallo estructural. Esto incluye la identificación de factores de riesgo relacionados con las cargas, la geología, y el comportamiento del relave a lo largo del tiempo.
2. Monitoreo de la estabilidad: Las operaciones mineras deben implementar sistemas de monitoreo en tiempo real para evaluar la estabilidad de las presas de relaves. Se debe monitorear aspectos como el desplazamiento y los niveles de agua dentro de la presa para detectar cualquier signo de inestabilidad.
3. Criterios de diseño: Establece que las presas de relaves deben ser diseñadas para resistir condiciones extremas y cumplir con estándares de seguridad estructural. Esto incluye

no solo la resistencia a las fuerzas estáticas, sino también a eventos dinámicos como terremotos o carga adicional por precipitaciones.

4. Gestión de fallas potenciales: Requiere que se implementen planes de acción para emergencias en caso de que se identifiquen fallas potenciales.
5. Cumplimiento con los estándares internacionales: Las presas deben cumplir con los estándares internacionales reconocidos de estabilidad y seguridad, adaptándose a las condiciones locales y a los riesgos específicos de cada operación minera.

Existen diversas directrices y normas internacionales que abordan la seguridad y el diseño de presas, incluyendo la Guía sobre Presas de Relaves de ANCOLD, la Guía sobre Presas Mineras de la Canadian Dam Association (CDA), y las directrices establecidas por la International Commission on Large Dams (ICOLD). Estas normativas proporcionan marcos técnicos y recomendaciones esenciales con el fin de asegurar la estabilidad de la presa. Estas directrices abarcan el tema de seguridad en la estabilidad física de taludes mediante factores de seguridad y se usarán para definir los factores de seguridad en cada condición de análisis de la presa. En la Tabla 2-4 se muestra los factores de seguridad propuestos por ANCOLD (2012), CDA (2019) y ICOLD (2022).

Tabla 2-4 Factores de seguridad recomendados de acuerdo con normativas

Organización	Condiciones de carga	Factor de seguridad mínimo
ANCOLD (2012)	Estático - Drenado a largo plazo	1.5
	Estático - No drenado a corto plazo (pérdida potencial de contención)	1.5
	Estático - No drenado a corto plazo (sin pérdida potencial de contención)	1.3
	Post-sismo	1.0 -1.2
CDA (2019)	Estático - Durante o al final de la construcción	>1.3 dependiendo de la evaluación de riesgos durante construcción

Organización	Condiciones de carga	Factor de seguridad mínimo
	Estático - A largo plazo (filtración en estado estacionario, nivel normal del depósito)	1.5
	Estático - Reducción rápida total o parcial	1.2 a 1.3
	Pseudoestático	1.0
	Post-sismo	1.2
ICOLD (2022)	Estáticas	1.5
	Post-licuefacción	1.1

Las guías revisadas proponen factores de seguridad parecidos en cada tipo de carga considerada. La diferencia entre estas guías se centra en que la CDA (2019) considera el análisis pseudoestático de la estructura.

En el pasado, el análisis pseudoestático fue útil; sin embargo, actualmente no se recomienda la aplicación de este análisis por sus limitaciones. La principal limitación es que no considera la dinámica real del movimiento del suelo durante un sismo. Por ello, con el paso del tiempo han ido apareciendo métodos más avanzados que han reemplazado su uso, como el análisis dinámico o modelos numéricos.

3 Metodología

Para lograr con los objetivos planeados se sigue la presente metodología que incluye diagramas, métodos y procedimientos para el desarrollo del tema de tesis. La investigación contara de 4 fases: revisión bibliográfica acerca del tema, recopilación y evaluación de datos de laboratorio, la ejecución del modelo geotécnico y la interpretación de los resultados.

Primero se comenzará revisando información bibliográfica acerca del tema de tesis para tener una base conceptual para las siguientes etapas. Los temas abordados serán los siguientes: descripción y características de suelos residuales, y método de análisis de estabilidad de taludes con sus respectivos enfoques.

A continuación, se irá recopilando información que permita una adecuada caracterización del suelo residual, específicamente mediante ensayos de laboratorio para obtener propiedades índice y parámetros de resistencia.

Una vez determinadas las propiedades de los materiales se iniciará con el modelamiento geotécnico mediante el análisis de estabilidad de taludes para condiciones estáticas para tres elevaciones de la presa, siguiendo con lo establecido en las normas ANCOLD (2012) y CDA (2019). En esta etapa de la investigación, se evaluará la influencia que tiene la caracterización geotécnica del suelo residual en la estabilidad física de la estructura, asignando diferentes enfoques al material de fundación.

Finalmente, en base a los resultados obtenidos se concluirá con los aspectos más relevantes encontrados y se explica la importancia de una correcta caracterización y asignación de modelo para un análisis de estabilidad de taludes sobre suelo residual. Además, en caso se requiera, se planteará una medida de estabilización para la estructura.

3.1 Enfoque metodológico

Se implementará el método de investigación científica a través de los siguientes aspectos:

1. Definición del problema: El principal problema radica en la escasa información disponible sobre el comportamiento de los suelos residuales, los cuales, por su naturaleza, pueden presentar características significativamente diferentes a los suelos sedimentarios. Este vacío en la literatura geotécnica sobre su comportamiento ha generado la necesidad de estudios experimentales detallados que permitan comprender mejor su resistencia al corte y su comportamiento en condiciones drenadas y no drenadas.
2. Establecimiento de Hipótesis: Se formulará una hipótesis que permita probar la influencia de las diferentes condiciones de drenaje y las etapas de recrecimiento de la presa sobre la resistencia al corte del suelo residual, utilizando ensayos triaxiales. La hipótesis se enfoca en cómo las características del suelo residual, en comparación con los suelos sedimentarios, impactan los resultados de estabilidad en el análisis de la presa.
3. Recolección y análisis de datos: En esta fase, se llevará a cabo la recolección de datos experimentales provenientes de ensayos triaxiales. La unidad de análisis será el suelo residual extraído de las zonas de estudio de la presa de relaves. Los resultados obtenidos de estos ensayos permitirán estimar parámetros de resistencia al corte, los cuales serán empleados para evaluar la estabilidad. Además, se llevará a cabo un estudio de sensibilidad de estos parámetros con el fin de analizar cómo influye en la estimación del factor de seguridad de la presa en las distintas etapas de recrecimiento.
4. Resultados y conclusiones: En esta etapa final, los resultados obtenidos se interpretarán para evaluar el comportamiento del suelo residual. La validación de los

datos experimentales se llevará a cabo mediante comparación con valores estándar de suelos similares.

Por otro lado, este estudio se considera de carácter aplicado, dado que incorpora herramientas analíticas enfocadas en la estabilidad de estructuras geotécnicas. El objetivo central es generar conocimientos prácticos que permitan evaluar el desempeño de presas de relaves a partir del estudio detallado de suelos residuales. Sin embargo, también incluye un componente exploratorio, debido a que el comportamiento del suelo residual en estas condiciones específicas no ha sido suficientemente estudiado, lo que requiere una exploración inicial para identificar patrones o comportamientos no convencionales. Además, se incorpora un enfoque correlacional, dado que se analizará la relación entre los parámetros de resistencia al corte del suelo residual (obtenidos a partir de ensayos de laboratorio) y la estabilidad de la presa, evaluando su influencia en el factor de seguridad en las distintas etapas de recrecimiento. Los resultados obtenidos se sustentan en cálculos derivados de software especializado y en el cumplimiento de normas vigentes, garantizando la fiabilidad y precisión del análisis.

3.2 Procedimiento general

El procedimiento general inicia con la caracterización de resistencia al corte de un depósito de suelo residual sobre el cual se fundará una presa hipotética de 77 metros de altura final construido en 3 etapas. Para ello, las muestras de suelo se seleccionarán en función de su ubicación dentro del perfil estratigráfico del sitio de estudio considerando la profundidad de las muestras a distintos niveles para cubrir la variabilidad del suelo residual.

Las muestras serán preparadas y ensayadas en laboratorio mediante ensayos triaxiales para determinar los parámetros de resistencia al corte en condiciones drenadas y no drenadas. Asimismo, se realizarán ensayos de propiedades físicas (granulometría, índice de plasticidad,

contenido de humedad y gravedad específica) para clasificar el suelo y conocer su estado inicial. Los datos obtenidos se procesarán estadísticamente para definir valores representativos.

Posteriormente, se seleccionarán los parámetros de entrada y se desarrollará un modelo geotécnico representativo del perfil del suelo y la geometría de la presa, incorporando los recrecimientos en tres etapas. Se aplicarán análisis de estabilidad utilizando un software especializado, evaluando el factor de seguridad en condiciones estáticas.

Finalmente, con los resultados obtenidos se presentarán las conclusiones y aspectos más relevantes de la investigación. El diagrama de flujo se presenta en la Figura 3-1.



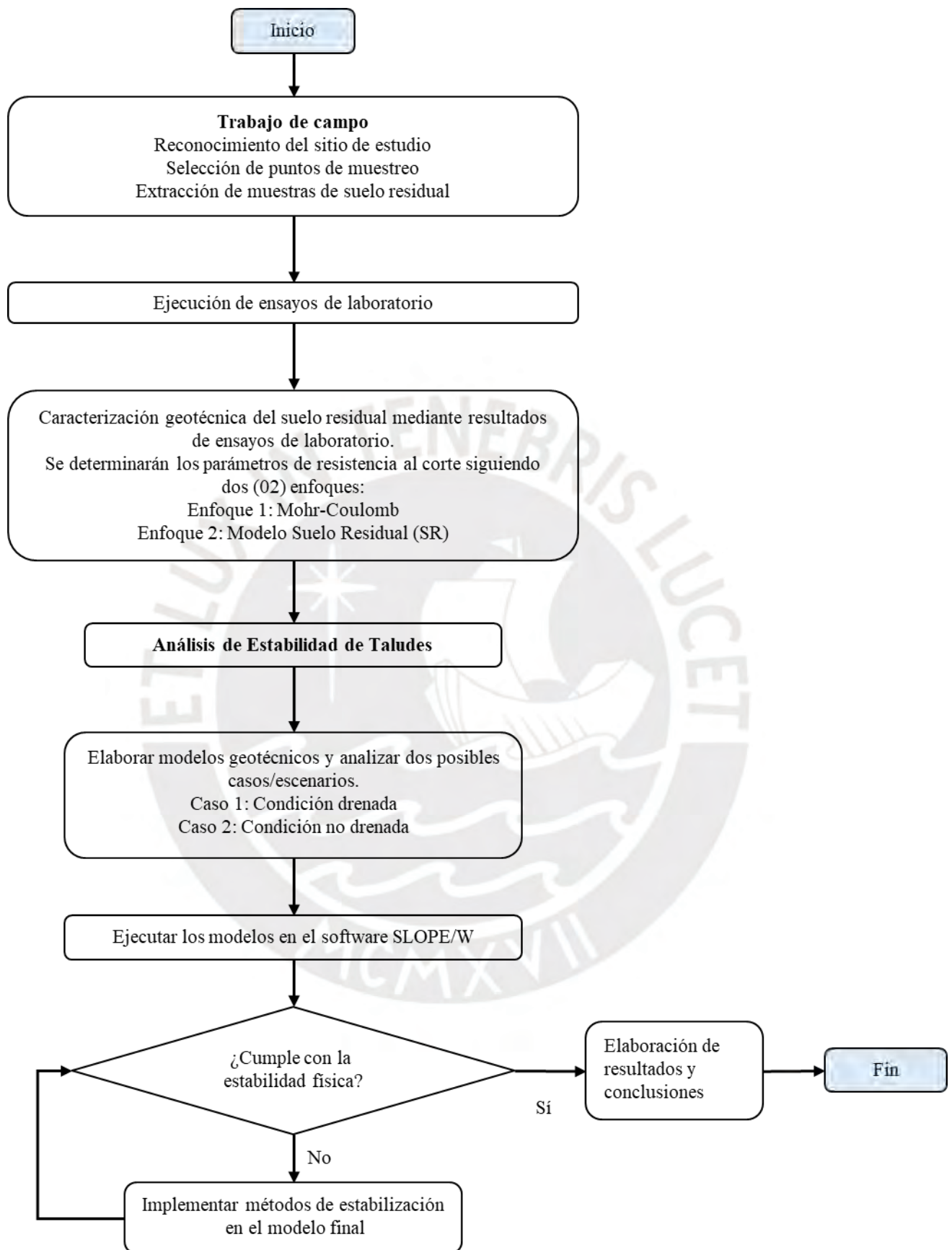


Figura 3-1 Diagrama de flujo para la ejecución del análisis

3.3 Procedimiento para el desarrollo de la caracterización de resistencia al corte

3.3.1 Criterio general

Primero, se revisará la bibliografía técnica y normativa con el fin de comprender el comportamiento geotécnico de los suelos residuales, con énfasis en su estructura, origen, y condiciones de formación. A partir de esta revisión, se procederá a la caracterización de la resistencia al corte del suelo residual mediante ensayos de laboratorio aplicados a muestras inalteradas obtenidas con tubos Shelby, conforme a la norma ASTM D1587. Los ensayos considerados incluyen el ensayo triaxial consolidado no drenado (CU) con medición de presión de poros (ASTM D4767), análisis granulométrico por tamizado e hidrómetro (ASTM D6913 y ASTM 7928), determinación del contenido de humedad (ASTM D2216), límites de Atterberg (ASTM D4318), y gravedad específica de los sólidos (ASTM D854). En la Tabla 3-1 se muestra un resumen de las normas con su respectivo parámetro a obtener.

Tabla 3-1 Resumen de ensayos de laboratorio, normas ASTM y parámetros obtenidos

Ensayo de laboratorio	Norma ASTM	Parámetro obtenido	Justificación
Extracción de muestras inalteradas	ASTM D1587	Muestras representativas del perfil del suelo	La obtención de muestras inalteradas mediante tubos Shelby garantiza que las características estructurales y de humedad natural del suelo se conserven durante el muestreo. Esto es esencial para evaluar la resistencia al corte en condiciones representativas del campo, especialmente en suelos residuales cuya estructura influye significativamente en su comportamiento mecánico.
Ensayo triaxial consolidado no drenado (CU)	ASTM D4767	Cohesión (c), ángulo de fricción (ϕ), presión de poros	Este ensayo permite simular condiciones de carga y drenaje similares a las que se presentan en presas de relave. La medición de la presión de poros y la definición del criterio de rotura permiten obtener los parámetros de resistencia

Ensayo de laboratorio	Norma ASTM	Parámetro obtenido	Justificación
			al corte (c y ϕ) en condiciones no drenadas, los cuales son fundamentales para el análisis de estabilidad.
Análisis granulométrico (tamizado e hidrómetro)	ASTM D422	Distribución de tamaños de partícula, curva granulométrica	Determina la distribución de tamaños de las partículas del suelo. Este análisis es clave para clasificar el suelo, entender su comportamiento frente a esfuerzos de corte, y evaluar su potencial de filtración o susceptibilidad a la erosión interna
Contenido de humedad	ASTM D2216	Porcentaje de humedad natural	Permite conocer el estado natural del suelo al momento del muestreo. La humedad influye directamente en la resistencia al corte, especialmente en suelos finos o con alta plasticidad, como los suelos residuales.
Límites de Atterberg	ASTM D4318	Límite líquido (LL), límite plástico (LP), índice de plasticidad (IP)	Ayudan a clasificar el tipo de suelo y su comportamiento plástico. El índice de plasticidad, en particular, es útil para predecir el comportamiento volumétrico y la sensibilidad del suelo ante cambios de humedad.
Gravedad específica de sólidos	ASTM D854	Gravedad específica (G_s)	Es un parámetro necesario para calcular relaciones volumétricas del suelo como la porosidad, la relación de vacíos y la saturación, que a su vez afectan la resistencia al corte y la consolidación del suelo

Con el fin de evaluar la variabilidad natural de las propiedades geotécnicas del suelo residual, se realizaron ensayos de laboratorio sobre múltiples muestras obtenidas de distintos puntos de muestreo dentro de una misma unidad geotécnica. Para cada parámetro determinado (contenido de humedad, gravedad específica, límites de Atterberg, entre otros), se calculará la media aritmética, la desviación estándar y el coeficiente de variación (CV), con el objetivo de cuantificar el grado de dispersión relativa entre los resultados. Posteriormente, se compararán

los valores de CV obtenidos con los rangos típicos reportados por Phoon y Kulhawy (1999), quienes establecen rangos de variabilidad para diferentes propiedades geotécnicas en suelos en general. En la Tabla 3-2 se presentan los rangos de CV para suelos finos de acuerdo con Phoon y Kulhawy (1999).

Tabla 3-2 Rangos de CV para cada propiedad del suelo fino (arcillas y limos) de acuerdo con Phoon y Kulhawy (1999).

Propiedad	Coeficiente de variación (CV) %
Contenido de humedad (w%)	7-46
Índice de plasticidad (IP)	9-57
Peso total unitario (γ , en kN/m ³)	3-20
Angulo de fricción (ϕ')	10-50

Es importante señalar que estos rangos no son exclusivos de suelos residuales, sino que sirven como un punto de referencia para evaluar la homogeneidad de los resultados. La comparación permitirá evaluar la consistencia de los suelos residuales del área de estudio, considerando su posible heterogeneidad natural.

Asimismo, se definirá un criterio de rotura basado en la condición de falla pico, correspondiente al máximo esfuerzo desviador alcanzado durante el ensayo triaxial, con el fin de determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo, específicamente la cohesión y ángulo de fricción. Para ello, se realizarán ensayos triaxiales CU (consolidado no drenado) con medición de la presión de poro, lo que permitirá realizar el análisis en términos de esfuerzos efectivos, considerando el comportamiento drenado del suelo. Esta alternativa es técnicamente válida y ampliamente utilizada en estudios geotécnicos, ya que proporciona parámetros drenados comparables a los que se obtendrían mediante ensayos CD (consolidado drenado), pero en un menor tiempo. Los valores obtenidos serán empleados en el análisis de estabilidad.

3.3.2 Desarrollo del procedimiento

La recopilación y análisis de la información será manejada a través de una base en datos Excel para facilitar su procesamiento y elaboración de gráficos analíticos. La secuencia de pasos para realizar la caracterización geotécnica del suelo residual se muestra en la Figura 3-2.

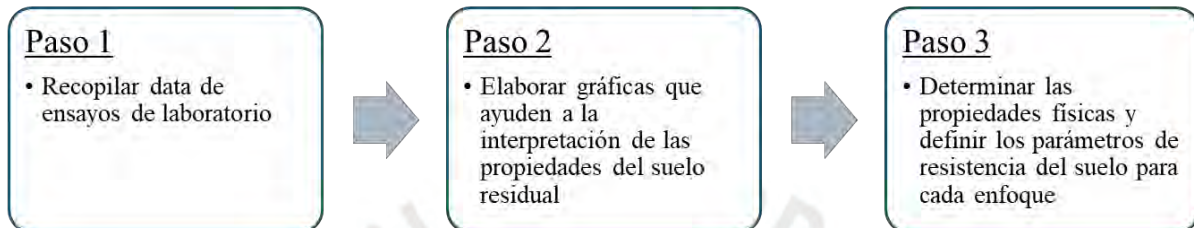


Figura 3-2 Pasos a seguir para la caracterización geotécnica del suelo residual

- Paso 1: Inicialmente se recopilará información a partir de la ejecución de ensayos de laboratorio sobre muestras de suelo residual recolectadas en el área de estudio. Se trabajará con un total de 156 muestras alteradas para los ensayos de granulometría y límites de Atterberg, 177 muestras alteradas para contenido de humedad, 147 muestras alteradas para la gravedad específica, y 29 muestras inalteradas obtenidas mediante tubos Shelby para los ensayos triaxiales CU con medición de presión de poro. Los ensayos serán ejecutados siguiendo un flujo de trabajo técnico-secuencial, conforme a procedimientos establecidos en normas ASTM vigentes mencionadas en la Tabla 3-3. Se comenzará con los ensayos destinados a obtener propiedades físicas del suelo residual para finalizar con los ensayos triaxiales, este orden permite una caracterización sistemática y coherente de las propiedades físicas y mecánicas del suelo residual.

- Paso 2: con la información de los ensayos de laboratorio se elaborarán gráficas de distribución y tendencia para una mejor interpretación de las características y propiedades del suelo residual.
- Paso 3: para la caracterización física del suelo residual se llevará a cabo mediante el procesamiento estadístico de los resultados obtenidos en los ensayos de propiedades índice. Este incluirá el cálculo de la media aritmética (\bar{x}), la desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación ($CV = (\sigma/\bar{x}) \times 100$), lo que permitirá cuantificar el grado de dispersión de los resultados. Este enfoque contribuirá a seleccionar un conjunto final de parámetros representativos, descartando valores atípicos o inconsistentes con base en su comportamiento estadístico y técnico.

Para los parámetros de resistencia al corte se diferenciará en parámetros drenados y parámetros no drenados. En el caso de los parámetros drenados se estimará un valor de ángulo de fricción efectivo (ϕ') y cohesión efectiva (c') en base a Mohr-Coulomb. En el caso de los parámetros no drenados se obtendrán dos representaciones de ratio S_u/σ'_v : un valor constante y una función, ambas obtenidas con lo que indica el Modelo Suelo Residual con la finalidad de analizar y comparar los resultados dependiendo de la relación S_u/σ'_v que se elija como representativa del comportamiento del suelo.

Para la estimación de los parámetros de resistencia del Enfoque 1: Mohr-Coulomb se recopilará información de ensayos triaxiales y se adoptará como criterio de rotura la condición de falla pico, correspondiente al máximo esfuerzo desviador, y se realizará el análisis en términos de esfuerzos efectivos, procesando los datos a partir de la medición de presiones de poro, para obtener los parámetros drenados de resistencia al corte. Se interpretará los resultados

de acuerdo con el gráfico de la trayectoria de esfuerzos según el diagrama MIT p-q para la obtención del ángulo de fricción y la cohesión del suelo residual (ver Figura 3-3).

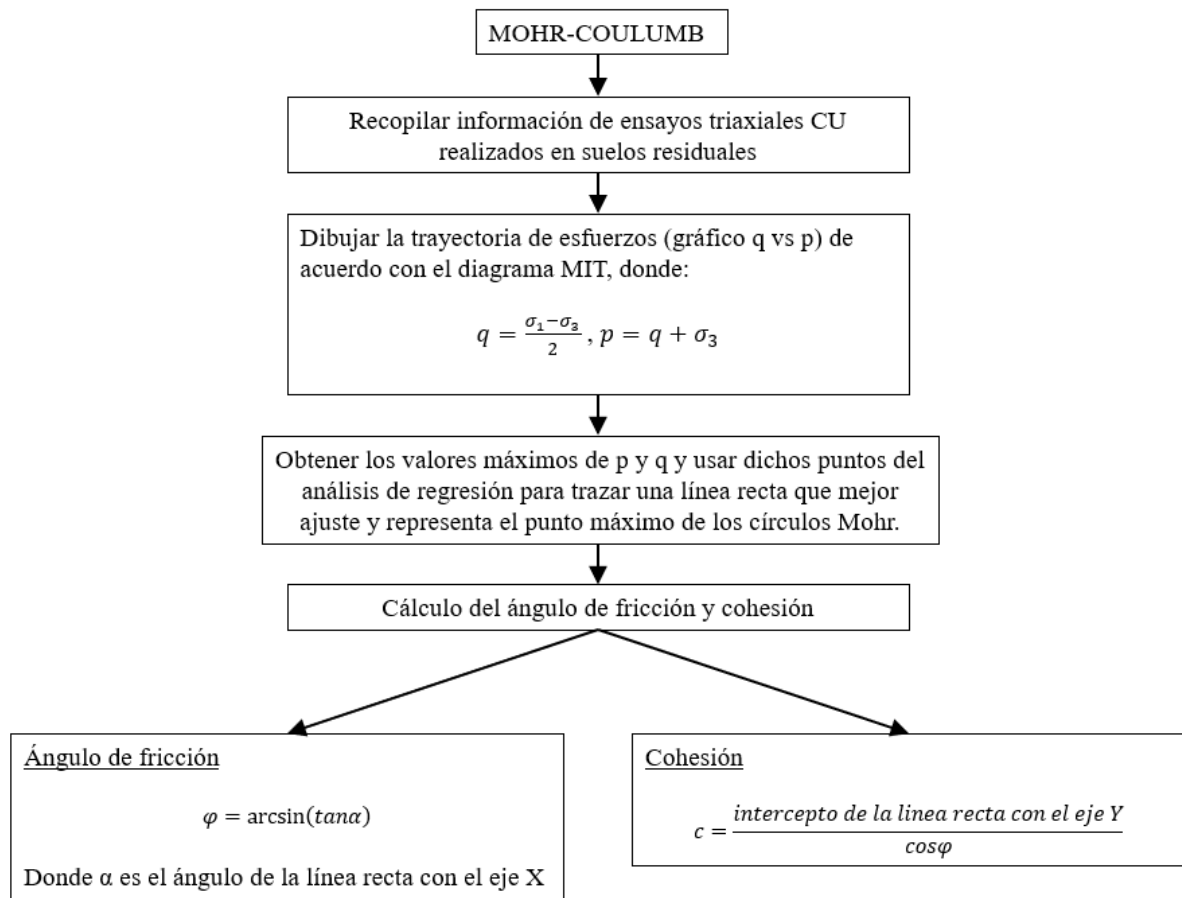


Figura 3-3 Metodología Enfoque 1: Mohr-Coulomb

El procedimiento para la estimación de los parámetros de resistencia del Enfoque 2: Modelo Suelo Residual (SR) consistirá en recopilar información de ensayos triaxiales de las cuales se va a extraer el valor de la resistencia al corte no drenada (S_u) y el esfuerzo de confinamiento (σ'_3) y se seguirá la metodología mostrada en la Figura 3-4.

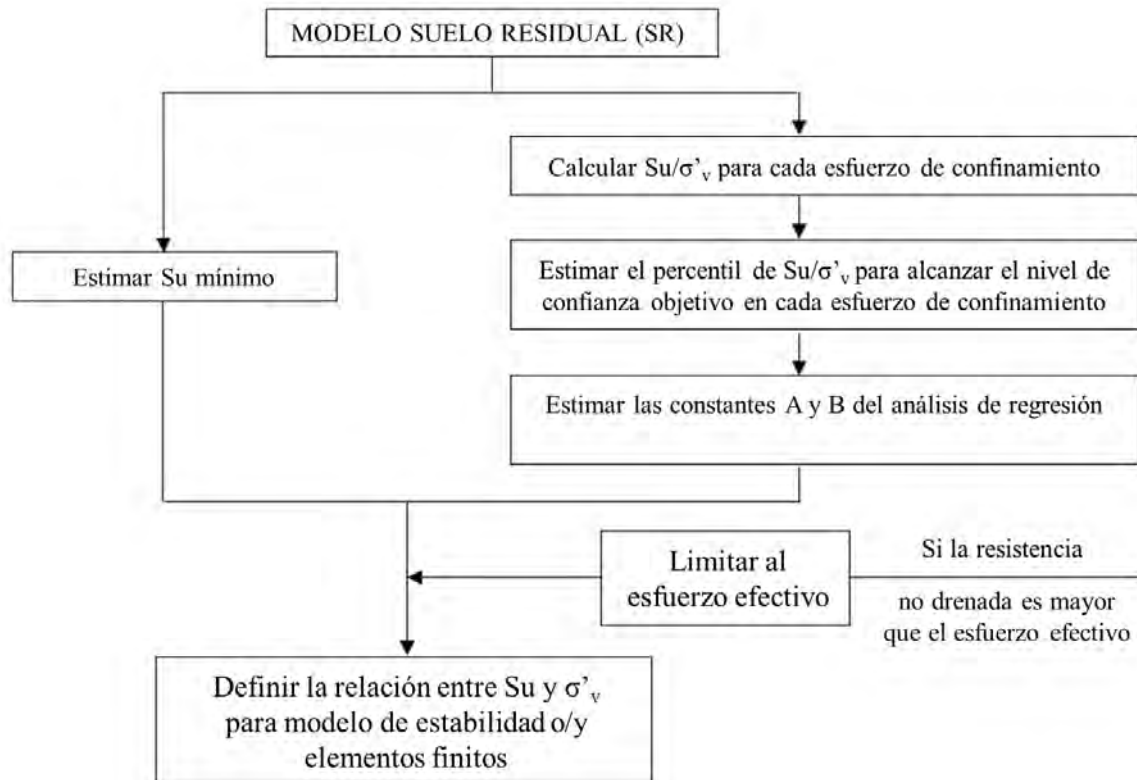


Figura 3-4 Metodología Enfoque 2: Modelo Suelo Residual (SR) (Dareeju, 2021)

Para desarrollar la curva del modelo RS se determinará la relación S_u/σ'_v calculada a partir de diferentes niveles de esfuerzo de confinamiento, lo cual permitirá aplicar un análisis estadístico sobre los datos obtenidos. Para este caso se tomará el mismo criterio de Dareeju (2021) y se adoptará un 85% de confianza para el análisis estadístico. Se calculará el valor del percentil 15 para diferentes rangos de esfuerzos de confinamiento y, con los valores obtenidos, se dibujará una línea de tendencia lineal para determinar un valor de S_u/σ'_v constante y otra línea de tendencia de potencia para obtener los valores de las constantes A y B, siendo esta tendencia correspondiente al modelo de Suelo Residual. Asimismo, la ecuación de la curva está limitada a las resistencias mínimas y efectivas.

3.4 Procedimiento para el desarrollo del análisis de estabilidad

Una vez definido los parámetros de resistencia al corte tal como lo fue descrito en el ítem anterior, se procede a llevar a cabo el análisis de estabilidad y cálculo del factor de seguridad

mediante un software especializado. El presente ítem describe el procedimiento para la ejecución de dicho análisis.

3.4.1 Criterio general

El análisis de estabilidad física de la presa de relaves se realizará mediante el método del equilibrio límite, utilizando el software SLOPE/W de la suite GeoStudio 2021, ampliamente validado en la práctica geotécnica para el análisis de taludes. Dentro del software se empleará el método de Morgenstern-Price, el cual cumple con el equilibrio de fuerzas y momentos, y permite la evaluación de superficies de falla circulares y no circulares, con la opción de seleccionar diferentes funciones de distribución de fuerzas entre rebanadas. A diferencia de métodos simplificados, como Bishop simplificado o Janbu, Morgenstern-Price ofrece mayor precisión y confiabilidad, especialmente en geometrías complejas y materiales con propiedades no homogéneas, como ocurre frecuentemente en suelos residuales.

La geometría modelada corresponderá a una sección transversal representativa de una hipotética presa de relaves (cuya configuración se describe en el Capítulo 4), la cual incluye el cuerpo del dique, el depósito de relaves y la cimentación. La selección de dicha geometría se realizará considerando las condiciones más desfavorables desde el punto de vista geotécnico, con el fin de asegurar un análisis conservador de estabilidad. Se considerarán las condiciones de carga estática, representativas de la etapa de operación del depósito.

Los criterios de aceptación para el análisis de estabilidad se establecerán en base a las recomendaciones de las guías técnicas de diseño ANCOLD (2012) y CDA (2019). La Tabla 3-3 resume los factores de seguridad mínimos requeridos según la condición de análisis, los cuales deberán ser cumplidos para garantizar la estabilidad física del depósito.

Tabla 3-3 Factores de seguridad mínimos definidos

Condiciones de carga	Factor de seguridad mínimo
Estático – Drenado	1.5
Estático – No drenado	1.5

3.4.2 Desarrollo del procedimiento

La secuencia de pasos para realizar el análisis de estabilidad con el software SLOPE/W se muestra en la Figura 3-5.

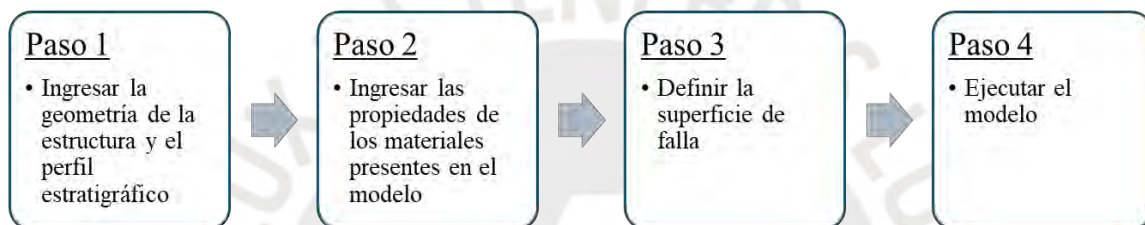


Figura 3-5 Pasos a seguir para la ejecución del análisis de estabilidad

- Paso 1: Construcción del modelo geotécnico de la presa para sus 3 etapas de crecimiento además de la estratigráfica de la fundación compuesta por el depósito de suelo residual y basamento rocoso, este último considerado como impenetrable. Las condiciones de borde del modelo consideran una base fija (sin desplazamiento en X ni Y) y bordes laterales con restricción horizontal, lo que permite simular el comportamiento natural del terreno bajo carga estática.
- Paso 2: Asignación de parámetros de resistencia a cada uno de los materiales que conforman el modelo geotécnico a partir de la caracterización geotécnica realizada.
- Paso 3: Definición de la superficie de falla. Se analizarán distintas superficies de falla dentro del modelo, empleando el método de Morgenstern-Price, el cual permite evaluar tanto fallas profundas o globales, que atraviesan la fundación de suelo

residual, como fallas locales, que se desarrollan únicamente dentro del cuerpo del dique. El modelo buscará automáticamente la superficie crítica que produzca el factor de seguridad mínimo.

- Paso 4: Ejecución del modelo y cálculo del factor de seguridad mínimo. Todos los escenarios se evaluarán bajo condiciones de carga estática representativas de la etapa de operación y el resultado principal será el factor de seguridad asociado a cada escenario.

Las condiciones de análisis consideradas para la evaluación de la estabilidad de taludes del caso de estudio para cada una de sus 3 etapas son las siguientes:

- Sección de análisis: los análisis se llevarán a cabo en una sección representativa, ubicada en la zona de mayor altura de la presa.
- Condición de carga: para el presente caso de estudio se considerará un análisis estático donde se tendrán dos casos de carga:
Caso 1 - Condición drenada: Se utiliza parámetros de resistencia estimados siguiendo el Enfoque 1.
Caso 2 - Condición no drenada: Se utiliza parámetros de resistencia estimados según el Enfoque 2.
- Superficie de falla: se evaluarán superficies de falla global, considerando un modo de falla a través del suelo residual.

Si el valor del factor de seguridad requerido según los criterios de análisis no es alcanzado, se incluirán obras de estabilización en el modelo para alcanzar dichos factores. Su desarrollo se indica como paso adicional (paso 5) en caso sea requerido.

4 Descripción general del caso de estudio

El presente caso de estudio abarca la caracterización geotécnica del suelo residual ubicado en Ecuador (ver Figura 4-1) y la evaluación de la estabilidad física de una hipotética presa de relaves que se encontrará cimentada sobre este tipo de suelo. Para ello, se debe establecer todas las características del proyecto en estudio.



Figura 4-1 Ubicación del Ecuador en el mapa de Sudamérica (Google Earth, 2025)

4.1 Características de la presa de relaves

El caso de estudio considerado en esta tesis es de carácter hipotético y ha sido formulado con base en configuraciones típicas de presas de relaves ubicadas en regiones tropicales con suelos residuales. Esta elección permite aplicar la caracterización geotécnica en un entorno controlado y representativo, sin depender de datos confidenciales. Al ser un caso hipotético, se enfoca el análisis en el comportamiento de los suelos residuales y su efecto en la estabilidad de presas, sin condicionamientos de proyectos reales. A continuación, se describen las principales características geométricas de la presa hipotética analizada.

La estructura consiste en una hipotética presa de relaves de tipo aguas abajo construida con material granular competente ubicada sobre suelo residual. Esta estructura consiste en tres etapas de construcción a diferentes elevaciones con un talud global de 2H:1V y una longitud de cresta de 12 metros en todas sus etapas. La altura inicial será de 30 metros, altura intermedia de 56 metros y la altura final de 77 metros, medidas aproximadas desde la cresta hasta la parte más baja del pie. En la Figura 4-2 se muestra las dimensiones de la hipotética presa de relaves.

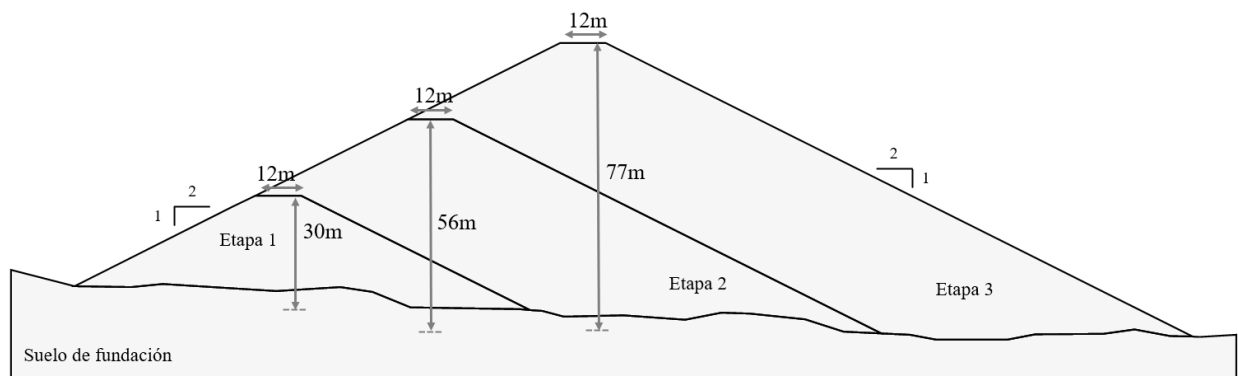


Figura 4-2 Dimensiones de la hipotética presa de relaves

4.2 Características del sitio

La hipotética presa de relaves se encontrará cimentada sobre suelos residuales de Ecuador. Estos suelos varían según el tipo de roca, la edad y la meteorización; así como también de factores externos como el clima y la pluviometría. De acuerdo con investigaciones geotécnicas disponibles, la roca madre de estas zonas suelen comprender en su mayoría de andesita, dacita y riolita. La topografía es sinuosa y se encuentran estratos heterogéneos, con un espesor ampliamente variable del suelo residual.

A pesar de que la zona de estudio se encuentra en una región tropical, donde se espera que existan condiciones de alta humedad y fluctuaciones en el nivel freático, en este caso hipotético no se considera la influencia del nivel freático en el comportamiento geotécnico del suelo. Esta decisión se toma para centrarse en el análisis de la resistencia al corte en suelos

residuales bajo condiciones secas, simplificando el modelo de estudio. Aunque el nivel freático podría ejercer una influencia importante en la estabilidad de la presa, especialmente durante períodos de lluvia intensa, se ha optado por omitir este factor en esta fase del análisis. En un estudio posterior, si fuera necesario, se podrían evaluar los efectos de las variaciones en el nivel de agua.

Con respecto a la actividad sísmica, los suelos residuales del Ecuador tienen actividad sísmica recurrente debido a que se encuentran sobre el denominado “Cinturón de Fuego”. Debido a la constante actividad de las placas tectónicas que pueden desencadenar sismos de gran magnitud, se evalúa el comportamiento (resistencia al corte) de los materiales después de ocurrido el evento para asegurar la estabilidad física de una estructura. Para este caso de estudio se omitirá esta evaluación dado que el enfoque de la investigación está limitado al análisis bajo condiciones estáticas.

4.3 Descripción de los componentes del depósito de relaves

4.3.1 Fundación

A partir de la información geotécnica obtenida en el sitio de estudio, el perfil estratigráfico de la fundación estará conformado por tierra vegetal, seguido de un espesor considerable de suelo residual entre 10 y 25 metros de profundidad y subyacente a este el basamento rocoso que se considera que es de buena calidad y ligeramente meteorizado a fresco. En la Figura 4-3 se muestra el esquema del perfil del suelo.

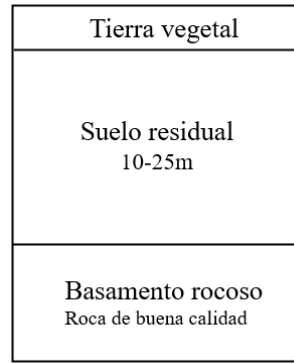


Figura 4-3 Perfil estratigráfico típico del caso en estudio

En el modelamiento no se considerará la presencia de la tierra vegetal ya que estos materiales se retiran al momento de la construcción de la estructura.

Para la caracterización geotécnica y definición de los parámetros de resistencia del suelo residual se hará uso de los siguientes ensayos de laboratorio:

- Análisis Granulométrico
- Contenido de humedad
- Límites de Atterberg
- Gravedad específica
- Ensayos Triaxiales Consolidados No drenados (CU)

4.3.2 Cuerpo de la presa

La estructura asumida para el presente caso de estudio consiste en una presa de enrocado de tipo aguas abajo. Thomas Leps (1970) recopiló información proveniente de ensayos triaxiales a gran escala en gravas y rellenos de roca hasta el año 1970. En base a estos resultados definió funciones o envolventes de resistencia que se muestran en la Figura 4-4.

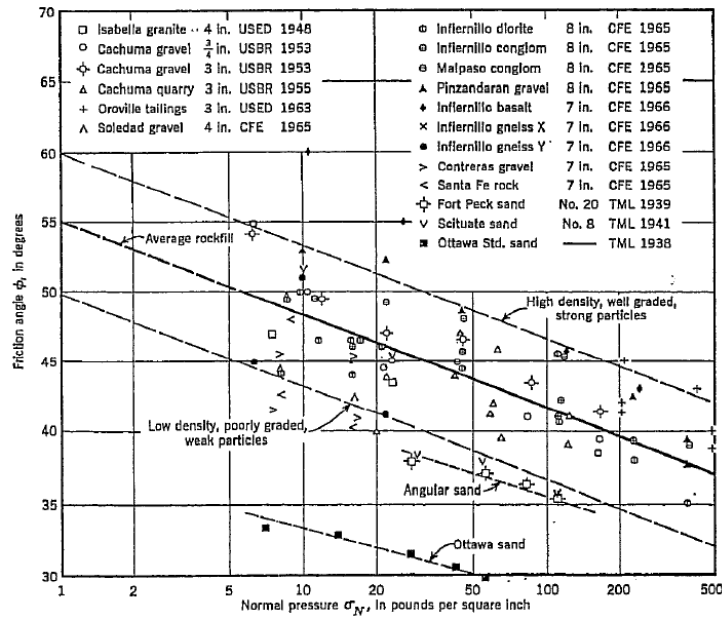


Figura 4-4 Resistencia al corte de enrocados a partir de ensayos triaxiales a gran escala (Leps, 1970)

Las envolventes de resistencia de Leps permiten a los ingenieros predecir el comportamiento de los materiales de roca bajo diversas condiciones de carga, facilitando el diseño seguro y eficiente de estructuras geotécnicas. En la actualidad, esta metodología es ampliamente aceptada por las organizaciones que se encargan de la gestión y seguridad de presas.

Como la estructura de la presa se considera que estará compuesta por enrocado de roca de buena calidad, se definió como parámetro de resistencia la curva Enrocado promedio (Average rockfill) y se asumirá un valor de peso unitario de 22kN/m^3 .

4.3.3 Relaves

Los relaves tienen un impacto significativo en el desempeño geotécnico y ambiental de un depósito de relaves. La clasificación de los relaves es un proceso dinámico y cambiante en sus propiedades debido a los cambios en los tipos de mineral, procesos y prácticas de deposición que varían su clasificación. Dado que no se dispone de información de ensayos de laboratorio para el relave, las características físicas y de resistencia para fines de la presente

investigación, las características geotécnicas de este material serán definidas a partir de la información disponible en la bibliografía tales como ICOLD (2022) y en el libro de Vick (1990).

ICOLD (2022) ha clasificado los relaves en cinco tipos dependiendo de las propiedades físicas (ver Tabla 4-1). Esta clasificación permite predecir el comportamiento general de los relaves y estimar los parámetros indicativos para las características del relave como densidad inicial asentada, pendientes de playa, conductividad hidráulica, etc.

Tabla 4-1 Resumen de los tipos de relaves y clasificación geotécnica (ICOLD, 2022)

Tipo de relave	Símbolo	Descripción (comparación)	Ejemplo de mineral
Relave grueso	CT	Arena limosa, no plástica	Sal, arenas minerales, desechos gruesos de carbón, arenas de mineral de hierro
Relave de roca dura	HRT	Limo arenoso, de nula a baja plasticidad	Cobre, sulfuro masivo, níquel, oro
Relave de roca alterada	ART	Limo arenoso, rastros de arcilla, baja plasticidad, contenido de arcilla bentonítica	Pórfido de cobre con alteración hidrotermal, roca oxidada, bauxita, procesos de lixiviación
Relave fino	FT	Limo, con rastros o algo de arcilla, de baja a moderada plasticidad	Finos de mineral de hierro, bauxita (lodo rojo), residuos finos de carbón, procesos de lixiviación, minerales polimetálicos metamorfoseados/aterrumbrados
Relave ultra fino	UFT	Arcilla limosa a arcilla, de moderada a alta plasticidad, densidad y conductividad hidráulica muy baja	Arenas petrolíferas (residuos finos fluidos), finos de fosfato, algunos finos de kimberlita y carbón

En base a lo mencionado, el relave que se utilizará será de tipo HRT – Limo arenoso de nula baja plasticidad obtenido del cobre cuyos parámetros de resistencia serán definidos a partir de bibliografía referenciada. En la Tabla 4-2 se muestra los parámetros del relave.

Tabla 4-2 Resumen de parámetros del relave (Vick, 1990)

Material	Gravedad específica (Gs)	Relación de vacíos (e)	Densidad seca (kN/m ³)	Ángulo de fricción efectivo (°)	Ratio de resistencia al corte no drenado máximo Su/σ
Cobre					
Arena	2.6 – 2.8	0.6 – 0.8	15 – 17	34	0.20
Limos	2.6 – 2.8	0.9 – 1.4	11 – 14	33-37	0.20

Se asume que el material por el que estará compuesto el relave tiene mayor porcentaje de limo por lo que se tomará la información correspondiente a limos de cobre. Por lo tanto, para el relave se asumirá un valor de peso unitario de 12 kN/m³, un ángulo de fricción de 33°, un ratio de resistencia al corte no drenado máximo de 0.20.

En la Tabla 4-3 se muestra un resumen de los parámetros de resistencia asumidos para cada componente del modelo geotécnico. Asimismo, en la Figura 4-5 se muestra la sección a evaluar en el modelo geotécnico, considerando que es la más crítica al tener la mayor altura a lo largo de todo el eje de la presa.

Tabla 4-3 Resumen de parámetros asumidos por componente.

Componente	Tipo de material	Parámetros de resistencia	Condición de análisis
Fundación	Compuesto por suelo residual seguido de basamento rocoso	Suelo residual: Obtenido de ensayos triaxiales Basamento rocoso: se considera de alta resistencia, impenetrable	Condición estática Sin presencia de agua
Cuerpo de la presa	Enrocado	Curva de Leps Promedio Peso unitario = 22 kN/m ³	

Componente	Tipo de material	Parámetros de resistencia	Condición de análisis
Relaves	Limo arenoso	$\phi=33^\circ$ $Su/\sigma'_v=0.20$ Peso unitario de 12 kN/m ³	

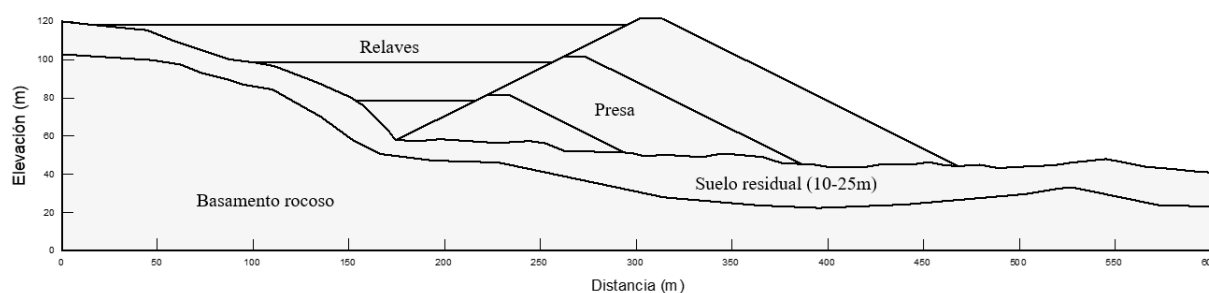


Figura 4-5 Modelo geotécnico

El análisis de las propiedades geotécnicas del suelo, como la granulometría, los límites de plasticidad, el contenido de humedad y la resistencia al corte, tiene un impacto directo y significativo en el análisis de estabilidad de la presa de relaves. Estas propiedades determinan la capacidad del suelo para soportar las cargas aplicadas y su comportamiento ante las fuerzas externas. La granulometría influye en la distribución de esfuerzos y la compactación del terreno, mientras que los límites de plasticidad y el contenido de humedad afectan la cohesión y la deformabilidad del suelo. La resistencia al corte, por su parte, es crucial para evaluar la estabilidad estructural frente a deslizamientos. Asimismo, las propiedades de la presa, como su diseño, materiales de construcción y distribución de cargas, son factores determinantes en la resistencia global del sistema. En conjunto, las propiedades del suelo y de la presa definen la respuesta del terreno ante esfuerzos dinámicos y estáticos, y su correcta caracterización es fundamental para prever posibles fallos estructurales y garantizar la estabilidad de la presa.

5 Caracterización del suelo residual

La caracterización geotécnica de un suelo es un proceso fundamental en los proyectos ingenieriles. El primer paso consiste en la exploración del subsuelo mediante perforaciones, calicatas, etc., seguida de ensayos de campo y de laboratorio para estimar las propiedades físicas de los materiales encontrados. Posteriormente, se interpreta la data obtenida para estimar las características de resistencia y comportamiento de los estratos.

Para este caso de estudio se tomó información de perforaciones realizadas en suelos tropicales de Sudamérica de una consultora de ingeniería. En las perforaciones se observó que la profundidad del suelo es bastante irregular debido a la meteorización más avanzada que se produce en fracturas o juntas, y en función de las condiciones topográficas. Además, se extrajeron muestras inalteradas y alteradas para la ejecución de ensayos de laboratorio que ayudarán a caracterizar el suelo residual.

5.1 Propiedades físicas

El suelo residual encontrado en la zona estudio corresponde predominante a la meteorización completa de rocas de andesita y dacita, y de basalto y toba en menor medida. A continuación, se describirá las propiedades físicas obtenidas de ensayos de laboratorio.

Análisis Granulométrico

El análisis granulométrico permite determinar el rango de partículas de suelo dentro de una masa de suelo. El tamaño del grano grueso se obtuvo mediante el tamizado y el tamaño de grano fino mediante un proceso de sedimentación en ensayos hidrométricos.

El ensayo realizado sobre 156 muestras alteradas permitió observar que el suelo presenta una mezcla heterogénea de partículas compuesta principalmente por arena, limo y arcilla (ver Gráfico 5-1). Se identificó que las partículas de arena predominan en la fracción granulométrica

gruesa, mientras que los limo y arcilla son más representativos en la fracción fina del material. Esta distribución sugiere un suelo de textura mixta, en el que las partículas más finas pueden influir notablemente en el comportamiento plástico y de retención de agua del suelo. Adicionalmente, se evidenció la presencia de partículas gruesas dispersas (posiblemente gravas o fragmentos de roca), lo que podría estar relacionado con el origen residual del depósito y procesos de meteorización diferencial del material parental. Esta variabilidad en la distribución de tamaños es relevante, ya que influye directamente en propiedades fundamentales como la permeabilidad y la compactación.

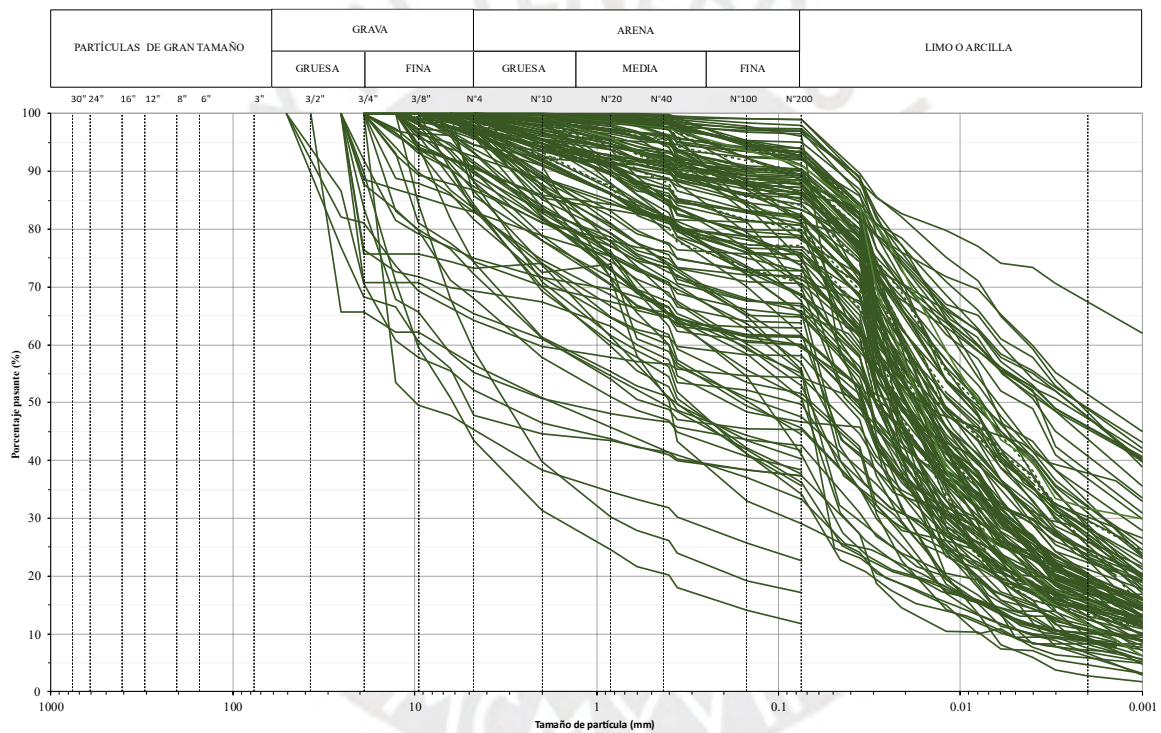


Gráfico 5-1 Resultados de Análisis Granulométrico

Contenido de humedad (w)

El contenido de humedad es un factor que influye en el comportamiento de los suelos por lo que debe ser calculado de la mejor manera. Como se mencionó anteriormente, los suelos residuales pueden contener agua cristalizada en el interior de sus partículas sólidas (dentro de la estructura de los minerales) que pueden liberarse a una temperatura estándar de $110^{\circ}\pm 5^{\circ}\text{C}$.

Para poder identificar esta característica se tienen ensayos realizados a las mismas muestras con tres diferentes temperaturas de secado: (i) método de secado según la norma ASTM D2216 ($110^{\circ}\pm 5^{\circ}\text{C}$), (ii) método de secado en horno a 50°C y (iii) método de secado al aire. En el Gráfico 5-2 se muestra los resultados de contenido de humedad con respecto a la profundidad para los tres métodos mencionados.

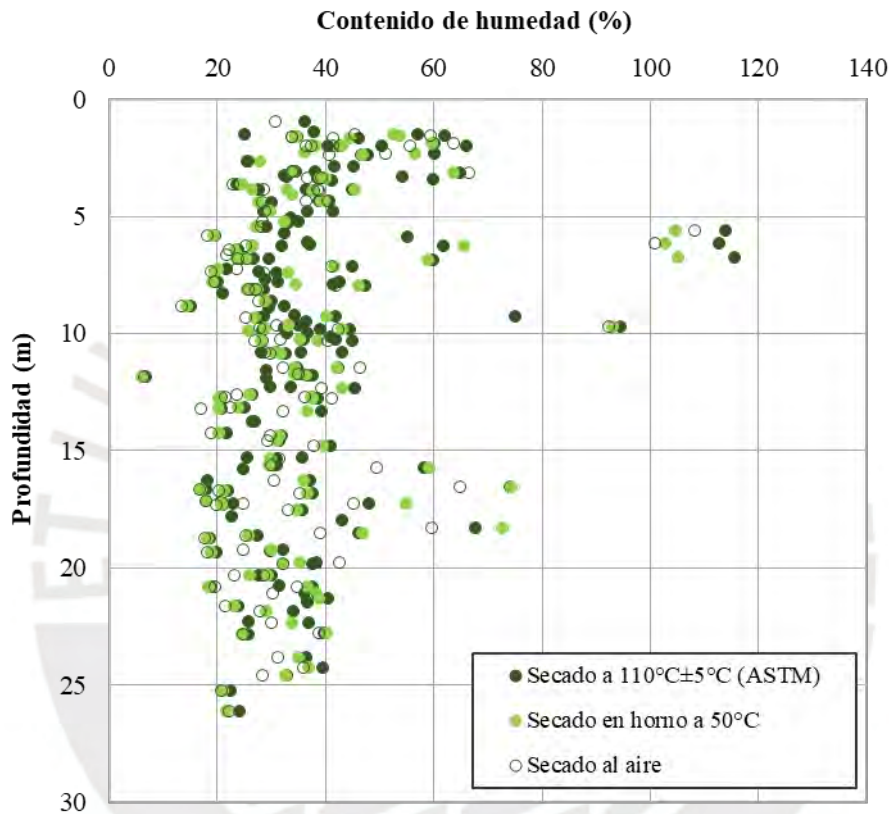


Gráfico 5-2 Resultados de Contenido de humedad

De acuerdo con el Gráfico 5-2 se observa que el contenido de humedad obtenido por los tres métodos resultó en valores similares, por lo tanto, estos suelos residuales ensayados no contienen agua cristalizada dentro de sus partículas sólidas y puede utilizarse los valores obtenidos por el método de la ASTM para cálculos posteriores. También se observa que la mayoría de los valores de contenido de humedad oscila entre 20% y 50%, independientemente de la profundidad.

Para analizar la uniformidad de los resultados del ensayo de contenido de humedad, se calculó el coeficiente de variación (CV) como medida estadística de dispersión. Se ensayaron 177 muestras alteradas y el valor de CV obtenido fue de 43%, lo cual indica que se encuentra dentro del rango de CV esperado (según Phoon y Kulhawy, 1999), pero puede existir una variabilidad en los valores de humedad registrados. La variabilidad en los contenidos de humedad puede estar asociada con factores como la distribución no homogénea de agua en las muestras o las características inherentes del suelo residual.

Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg, es decir, el límite plástico (LP) y el límite líquido (LL), definen aspectos importantes del comportamiento de los suelos. Como se mencionó que el contenido de humedad puede ser afectado por el tipo de secado, se realizaron ensayos a muestras que fueron secadas al horno a dos temperaturas: $110^{\circ}\pm 5^{\circ}\text{C}$ (ASTM) y 50°C . En el Gráfico 5-3 se muestra los resultados de los límites de plasticidad e índice de liquidez con respecto a la profundidad para los tres métodos mencionados.

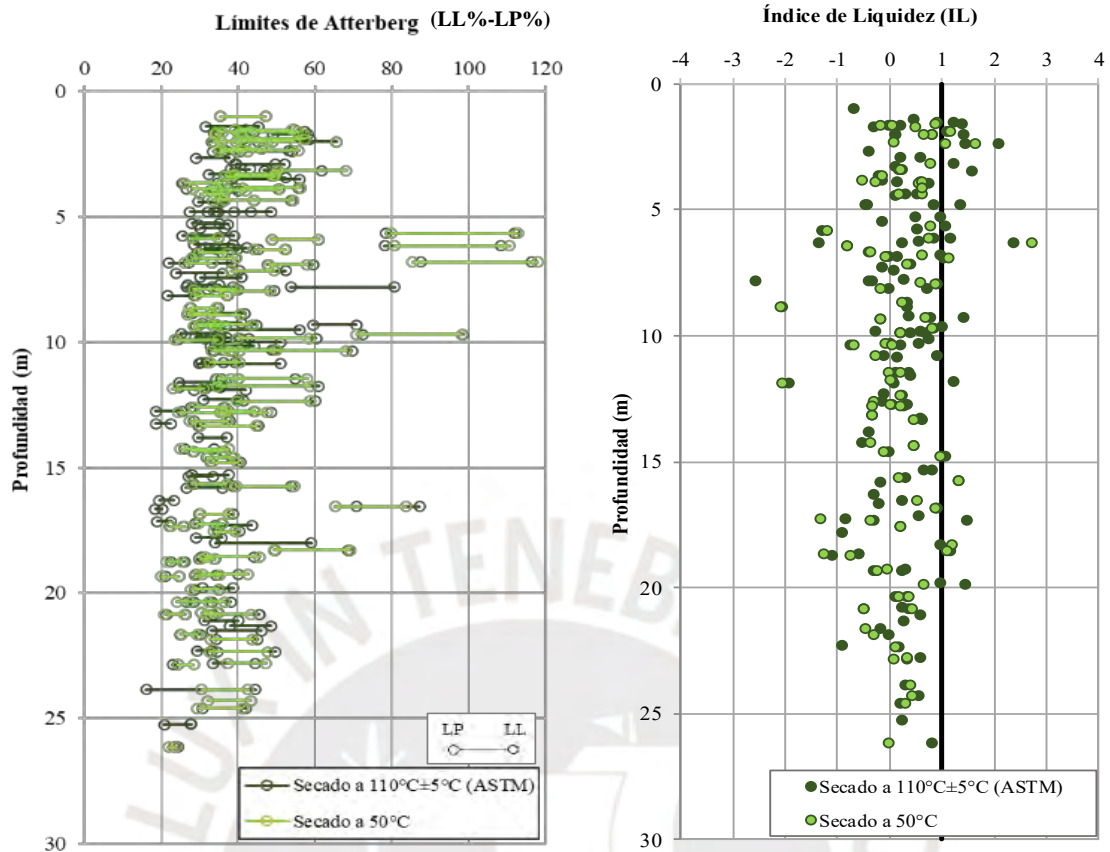


Gráfico 5-3 Resultados de Límites de Atterberg e Índice de Liquidez

De acuerdo con el Gráfico 5-3 se observa que los valores obtenidos por los dos métodos de secado son similares, por lo tanto, el procedimiento ASTM arroja valores realistas de los límites de Atterberg. También se muestra una tendencia de reducción de los límites con respecto a la profundidad. El rango de valores de LL oscila entre 30% y 60% mientras que el rango de valores de LP entre 20% y 30%.

El índice de liquidez (IL) es una relación que permite identificar el estado de consistencia de un suelo fino. Los valores obtenidos para el IL se ubicaron en un rango comprendido entre -1 y 1, aunque se registraron algunos valores superiores a 1. La mayoría de las muestras presentaron valores de IL menores a 1, lo que indica que los suelos analizados se encuentran predominantemente en estados semisólidos ($IL < 0$) y plásticos ($0 < IL < 1$). Esta tendencia

sugiere que el contenido de humedad natural de las muestras se mantiene generalmente por debajo del límite líquido, permitiendo que el suelo conserve cohesión y resistencia al corte.

Con los valores de índice de plasticidad y límite líquido se puede conocer la clasificación del suelo residual mediante la Carta de Plasticidad que se muestra en el Gráfico 5-4. La mayoría de los valores se encuentran en la zona de limo de baja plasticidad (ML) y en menor medida en limo de alta plasticidad (MH).

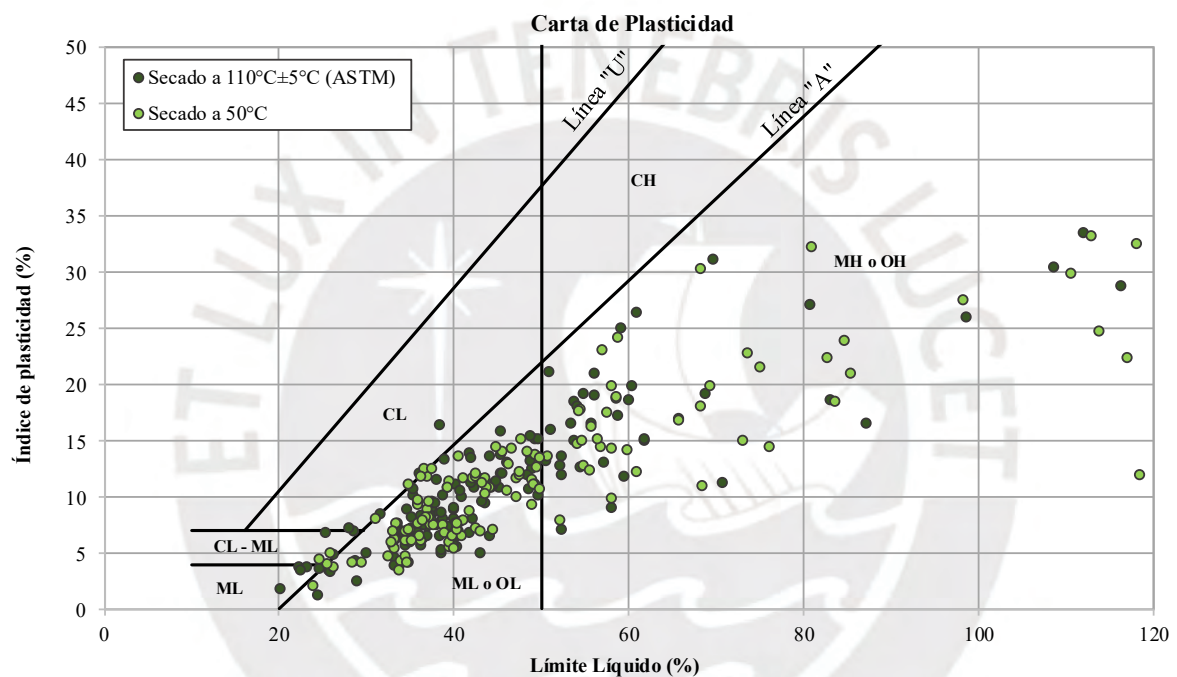


Gráfico 5-4 Resultados en Carta de Plasticidad

De acuerdo con la Figura 2-5, el material se clasifica como una arcilla limosa ya que la mayoría de los valores se encuentran por debajo de la línea "A" (Ver Gráfico 5-5). Los escasos valores que indican que el material es de origen volcánico y contiene el mineral alofano pueden considerarse como arcillas limosas ya que, según Wesley (2010), no se comportan realmente como limos, sino que muestran características dilatantes (comportamiento común en arcillas sobreconsolidadas y suelos densos).

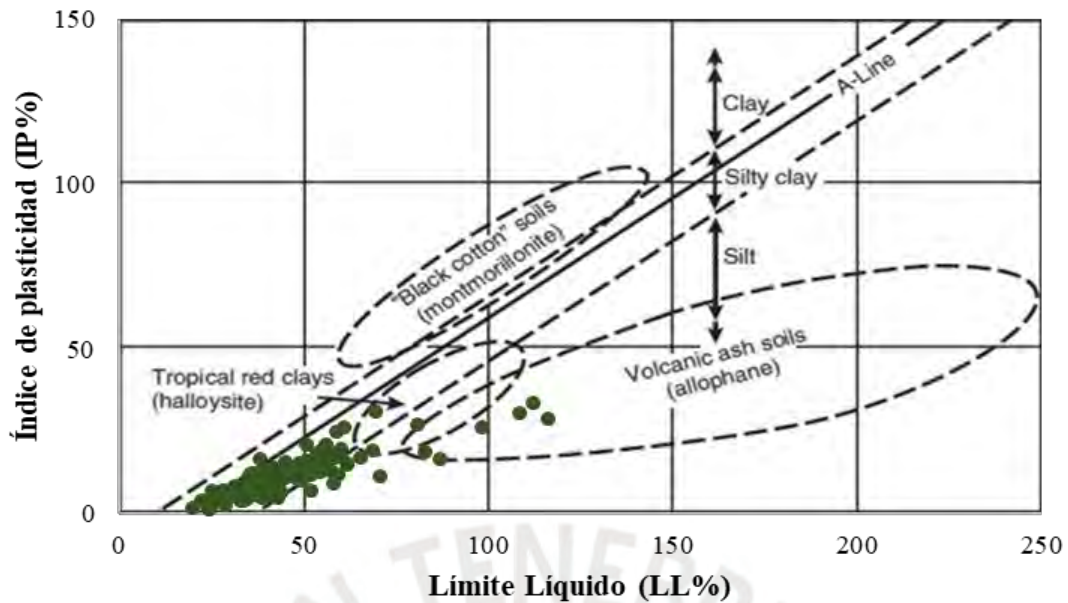


Gráfico 5-5 Resultados de límites de plasticidad de acuerdo con el gráfico propuesto por Wesley (2010)

En cuanto al índice de actividad (IA), como se muestra en el Gráfico 5-6 la mayoría de las muestras ensayadas presentó valores de IA entre 0.2 y 0.8 manteniéndose constante desde la superficie hasta los 25 metros de profundidad, lo que indica un predominio de arcillas inactivas, caracterizadas por su baja plasticidad y limitada susceptibilidad a cambios en el contenido de humedad. Este comportamiento es favorable ya que estos suelos tienden a ser más estables y menos propensos a deformaciones volumétricas.

A su vez, un porcentaje menor de las muestras mostró valores de IA en el rango de 0.8 a 1.2 desde la superficie hasta 15 metros de profundidad, correspondiente a arcillas de actividad normal. Aunque estas presentan una mayor capacidad de deformación plástica, su comportamiento sigue siendo aceptable para condiciones de estabilidad, siempre que se controle adecuadamente el contenido de agua y el grado de compactación. En conjunto, estos resultados refuerzan la interpretación de que los suelos estudiados tienen un comportamiento plástico controlado.

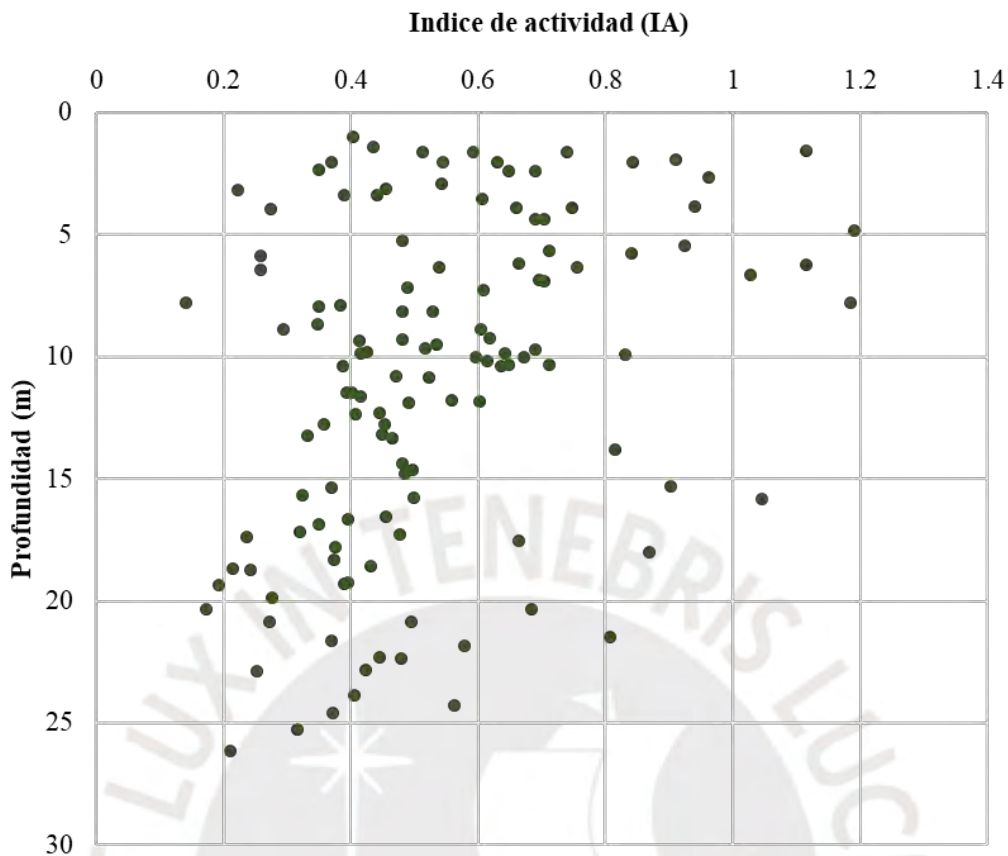


Gráfico 5-6 Resultados de índice de actividad vs profundidad

Adicionalmente, analizando la relación entre el IP con el porcentaje de arcillas como se muestra en el Gráfico 5-7, los valores de IA resultaron principalmente entre 0.38 y 0.9, lo que indica que los suelos evaluados presentan una actividad coloidal baja a normal. Según Skempton (1953), estos rangos son característicos de arcillas compuestas predominantemente por minerales como la caolinita (IA = 0.38) y la illita (IA = 0.9). La presencia dominante de estos minerales sugiere que los suelos estudiados poseen una baja capacidad de expansión y una plasticidad moderada a baja. Esta mineralogía arcillosa también respalda los resultados obtenidos en los ensayos de límites de Atterberg, donde se observaron valores de índice de plasticidad dentro de rangos típicos para suelos de comportamiento relativamente estable.

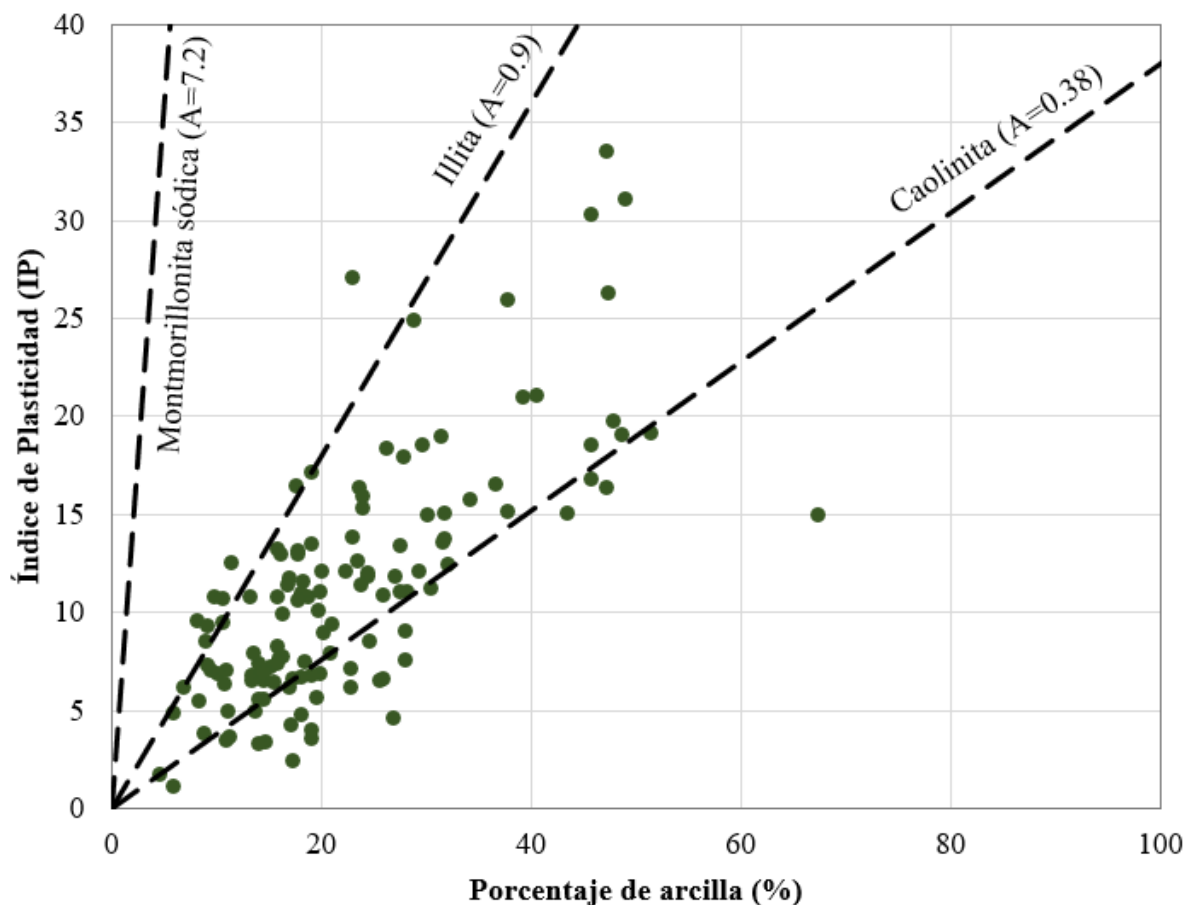


Gráfico 5-7 Relación entre el índice de plasticidad y el porcentaje de arcillas

En cuanto al coeficiente de variación para el índice de plasticidad (IP), se obtuvo un valor de 55%, calculado a partir de un total de 156 muestras de suelo residual. Este valor se encuentra dentro del rango reportado en la literatura, que oscila entre 9% y 57% (según Phoon y Kulhawy, 1999). Un CV del 55% indica una variabilidad moderada a alta en los valores del índice de plasticidad entre las muestras analizadas. Este grado de variabilidad puede estar relacionado con la heterogeneidad en la distribución de partículas finas y arcillosas en el suelo, que afectan su capacidad de plasticidad. Además, una variabilidad relativamente alta en el índice de plasticidad podría influir en la estabilidad de las presas de relave, ya que suelos con alta plasticidad pueden mostrar un comportamiento más susceptible a deformaciones plásticas cuando están sometidos a cargas o cambios en las condiciones de humedad.

Gravedad Específica (Gs)

El valor de la gravedad específica permite calcular las relaciones de fase de los suelos, como el índice de vacíos y el grado de saturación. De acuerdo con las 147 muestras alteradas ensayadas (ver Gráfico 5-8) se tiene que la gravedad específica del suelo residual oscila entre 2.6 y 2.8. La variabilidad observada en los resultados puede estar asociada con diferencias en la composición mineralógica, grado de meteorización, y la presencia de óxidos de hierro y aluminio, típicos en suelos tropicales residuales.

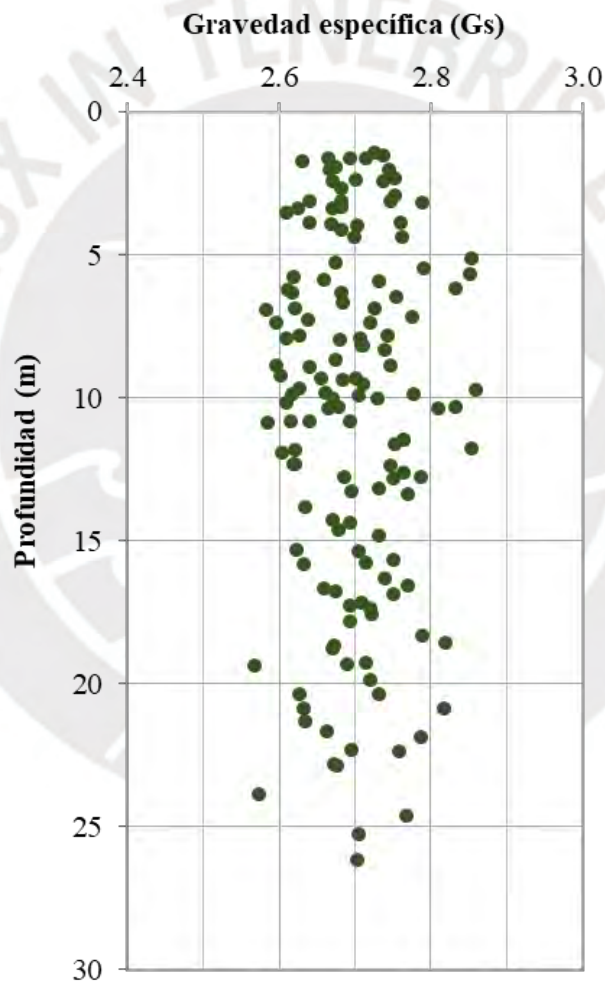


Gráfico 5-8 Resultados de Gravedad Específica (Gs)

La Tabla 5-1 muestra un resumen de los valores obtenidos de los ensayos de laboratorio mencionados.

Tabla 5-1 Resumen de ensayos de laboratorio del suelo residual

Tipo	Profundidad (m)	Valores promedio			w (%)	LP (%)	LL (%)	Gs (promedio)
		%Grava	%Arena	%Limo /Arcillas				
Limoso de baja a media plasticidad (ML)	0-25	6	20.5	73.5	20-50	20-30	30-60	2.6-2.8 (2.7)

Con los resultados obtenidos se puede calcular el peso unitario de este suelo mediante relaciones volumétricas y gravimétricas. Asumiendo un porcentaje de saturación de 80% se tiene una relación de vacíos (e) de 1.2. Por lo tanto, el valor de peso unitario asumido se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$\gamma = \frac{(1 + w) \times G_s \times \gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + 0.35) \times 2.7 \times 9.81}{1 + 1.2} \approx 16.38 \text{ kN/m}^3$$

5.2 Resistencia al corte

Los parámetros de resistencia al corte drenados y no drenados del suelo residual fueron estimados a partir de ensayos triaxiales de tipo consolidada no drenada (CU) realizados sobre veintinueve (29) muestras inalteradas colectadas en suelos residuales de la región Oriente ubicado en el Ecuador. Las muestras fueron sometidas a diferentes niveles de cargas comprendidas en un rango de 100 a 2500 kPa y el criterio de rotura usado es al máximo esfuerzo desviador.

5.2.1 Resistencia al corte drenado

La resistencia al corte drenada determina la capacidad de un suelo de resistir esfuerzos cortantes bajo condiciones de drenaje, donde el comportamiento del suelo es evaluado bajo cargas aplicadas a largo plazo. Se recopilaron los datos procesados de los ensayos triaxiales,

obteniéndose los valores del esfuerzo medio efectivo (p') y el esfuerzo desviador (q) para cada muestra inalterada. Esta información fue organizada en una hoja de cálculo Excel, lo que permitió construir el gráfico de la trayectoria de esfuerzos. El ángulo de fricción fue estimado a partir de la trayectoria de esfuerzos tal como se muestra en el Gráfico 5-9.

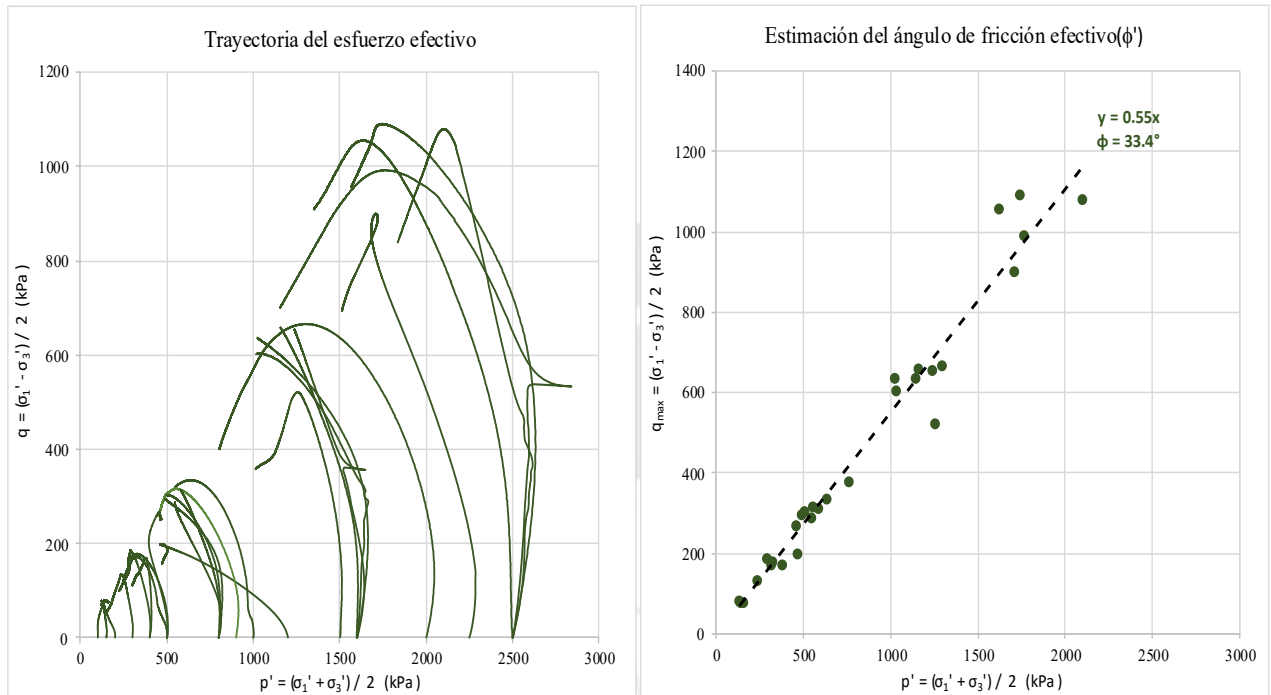


Gráfico 5-9 Estimación de ángulo de fricción efectivo

Con la pendiente de la tendencia lineal se obtuvo un valor estimado de ángulo de fricción efectivo de 33.4° . Este valor será utilizado como parámetro de resistencia para abordar el Enfoque 1: Mohr-Coulomb.

Por otra parte, Wesley (2010) estableció una forma de correlacionar el ángulo de fricción a partir del índice de plasticidad como se muestra en el Gráfico 5-10. Con base en dicha correlación y los valores de índice de plasticidad obtenidos para el suelo residual evaluado se tiene un rango de ángulos de fricción entre 28 y 36° , y un ángulo de fricción promedio de 32° .

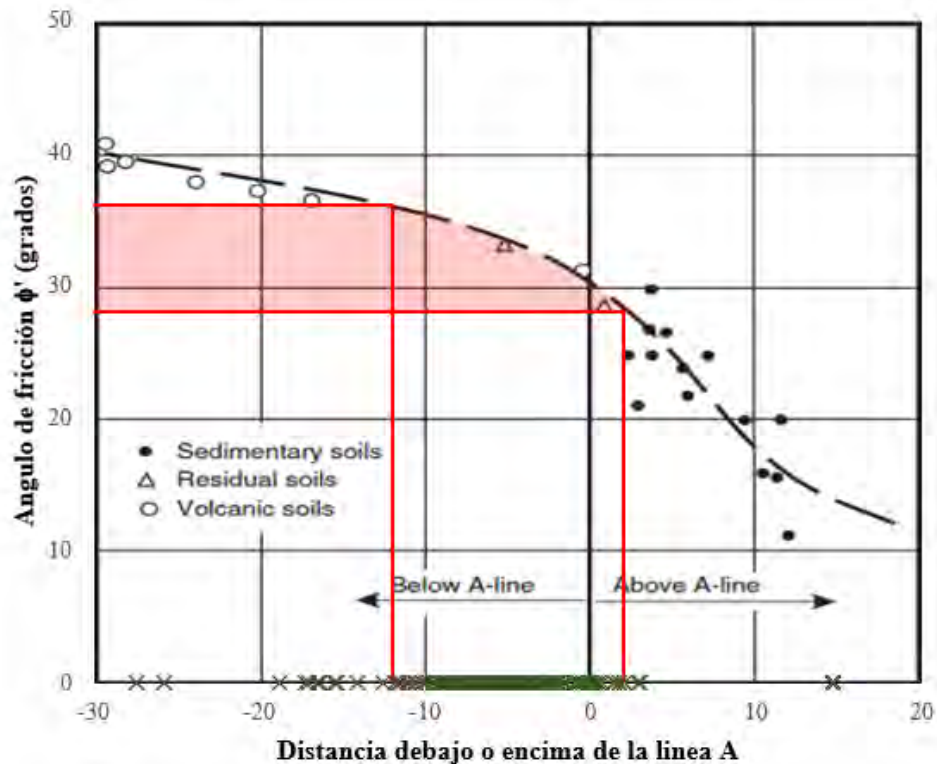


Gráfico 5-10 Interpretación del ángulo de fricción en base a valores de plasticidad según Wesley (2010)

Por lo tanto, podemos indicar que el valor del ángulo de fricción obtenido a partir de los ensayos de compresión triaxial guarda concordancia con los valores obtenidos mediante la literatura.

5.2.2 Resistencia al corte no drenado

El parámetro de resistencia al corte no drenado determina la capacidad de un suelo de resistir esfuerzos cortantes bajo condiciones en las que no se permite el drenaje del agua de los poros durante la aplicación de cargas. Este comportamiento se evalúa en situaciones de carga rápida.

Para la definición del parámetro de resistencia al corte no drenado pico se seguirá con lo explicado anteriormente sobre el Modelo de Suelo Residual (SR). Primero se recolectó la data obtenida de ensayos triaxiales CU que se tienen disponibles para calcular la relación S_u/σ_v' a

diferentes rangos de esfuerzos de confinamiento. Luego se calculó el percentil 15 del conjunto de datos por cada rango de esfuerzos de confinamiento y se dibujó una línea de tendencia de potencia para conseguir las variables A y B como se muestra en el Gráfico 5-11.

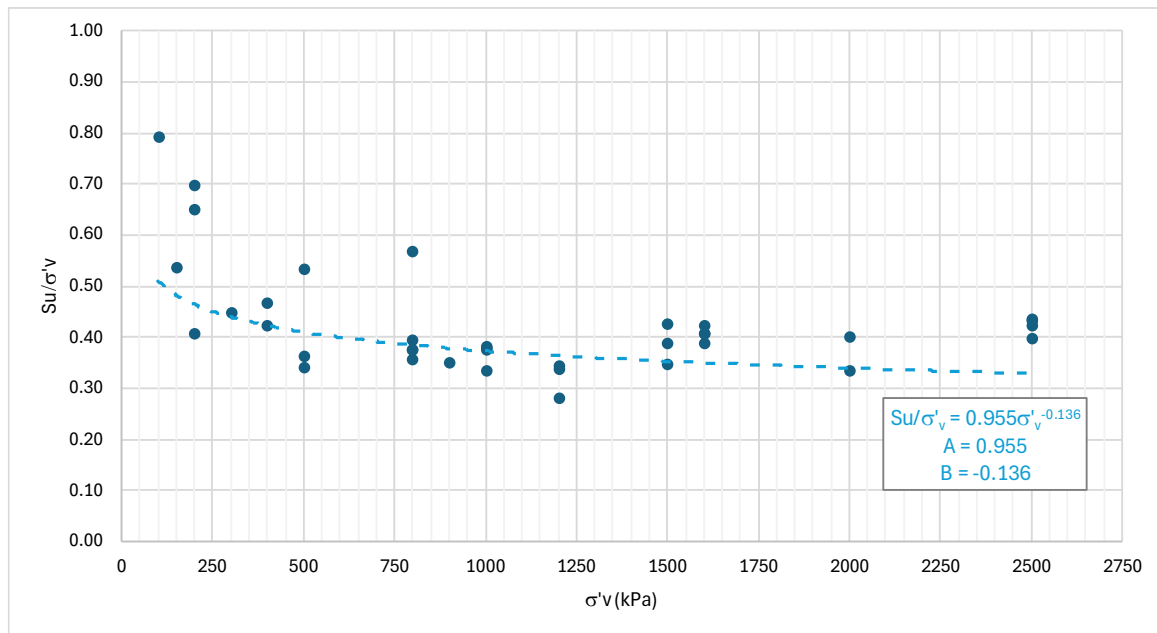


Gráfico 5-11 S_u/σ'_v vs σ'_v

Posteriormente se elaboró el Gráfico 5-12 para analizar si la resistencia efectiva es mayor a la resistencia no drenada. La resistencia efectiva se obtuvo en base a los valores de ángulo de fricción (ϕ°) de los ensayos CU.

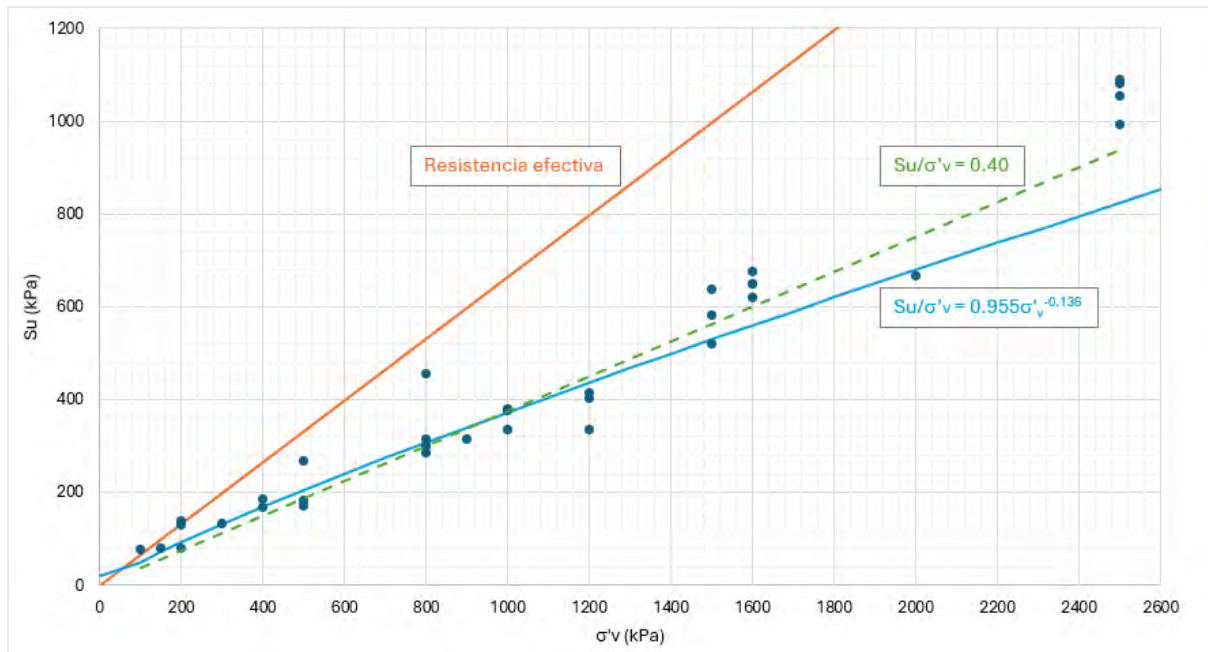


Gráfico 5-12 Su vs σ'_v

Como se puede observar en el Gráfico 5-12 la resistencia efectiva es menor a la curva del modelo SR hasta un esfuerzo de 60 kPa correspondiente a un valor de S_u de 40 kPa, aproximadamente. Por la tanto, se limitará la ecuación del modelo SR a la ecuación de la resistencia efectiva hasta un esfuerzo de sobrecarga de 60kPa.

Finalmente, se estiman dos parámetros de resistencia al corte no drenada para el Enfoque 2: (i) un valor constante de S_u/σ'_v de 0.40 y (ii) una función correspondiente al modelo SR de $S_u/\sigma'_v = 0.955(\sigma'_v)^{-0.136}$. Estos valores se utilizarán para analizar el impacto que se tiene en los resultados al interpretar el parámetro de resistencia del suelo residual en un análisis de estabilidad de taludes.

En el Gráfico 5-13 se muestra un gráfico estadístico donde la mayor cantidad de valores del ratio S_u/σ'_v , obtenidos mediante la ecuación de Skempton (1957), se encuentran en un rango de 0.14-0.16, valores muy inferiores al obtenido mediante ensayos triaxiales.

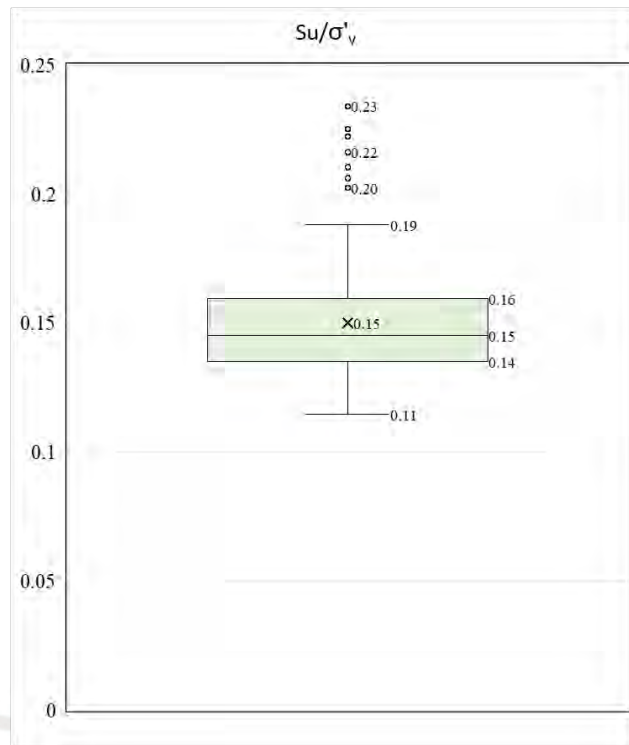


Gráfico 5-13 Diagrama de cajas y bigotes de S_u/σ'_v obtenido de la ecuación de Skempton (1957)

Esta diferencia evidencia la sensibilidad del análisis de estabilidad a la selección del modelo de resistencia al corte y resalta la importancia de una adecuada caracterización geotécnica, especialmente considerando que la ecuación de Skempton (1957) fue desarrollada para suelos sedimentarios y no necesariamente representa el comportamiento de suelos residuales, los cuales presentan mayor heterogeneidad, variabilidad mineralógica y posibles efectos de succión.

6 Análisis de estabilidad de taludes

6.1 Introducción

El análisis de estabilidad de taludes tiene como objetivo principal evaluar la seguridad y la estabilidad de las presas de relave, considerando los efectos de diferentes parámetros geotécnicos, como la resistencia al corte drenada y no drenada. Este análisis se vincula directamente con varios de los objetivos específicos de la tesis, en particular con el de evaluar la influencia de los parámetros de resistencia al corte (obtenidos mediante los ensayos de laboratorio de los suelos residuales del caso de estudio) sobre la estabilidad del talud, mediante el cálculo del factor de seguridad.

El análisis se realiza utilizando el método de equilibrio límite bidimensional propuesto por Morgenstern y Price (1965), bajo condiciones estáticas para tres elevaciones distintas de la estructura. La estructura modelada corresponde a una presa de relaves hipotética, con un talud global de 2H:1V y una altura máxima ortogonal de 77 metros desde la cresta hasta el pie. Para la evaluación, se emplean los parámetros de resistencia al corte drenados y no drenados definidos en el capítulo 5, utilizando un programa computacional para evaluar la estabilidad.

6.2 Modelo geotécnico

El modelo geotécnico propuesto para el análisis de estabilidad de taludes es bidimensional y estático, lo que significa que se considera solo una sección plana del talud y no se incorporan efectos dinámicos o de tiempo en el análisis. El enfoque bidimensional simplifica el modelo, permitiendo un análisis eficiente, mientras que la naturaleza estática implica que se asume un estado de carga constante y sin fluctuaciones temporales en las condiciones de la estructura. Se utiliza el método de equilibrio límite bidimensional propuesto por Morgenstern y Price (1965) para calcular el factor de seguridad.

El nivel de agua en la presa no será considerado en el modelo ya que se asume que se está utilizando un método de impermeabilización que conduce la posible presencia de agua hacia afuera de la estructura. Con respecto al nivel de agua subterránea, se asume que se encuentra muy por debajo de la zona en análisis.

Aunque el área de estudio se encuentra en una zona sísmica, se ha decidido omitir el análisis de las cargas sísmicas en este caso, ya que el enfoque del estudio se limita a evaluar las condiciones estáticas de la estructura, con el objetivo de centrarse en el comportamiento del talud bajo cargas constantes.

Además, se ha considerado el peso propio de los materiales de la estructura, calculado con base en su densidad, para determinar la carga estática aplicada sobre el talud. Estas simplificaciones permiten un enfoque más directo sobre el comportamiento del talud bajo las condiciones geotécnicas y de carga especificadas, sin tener en cuenta efectos dinámicos o fluctuaciones en el nivel freático.

El modelo geotécnico corresponde a una sección de la estructura a diferentes elevaciones en las que se realizará el análisis de estabilidad de taludes física. En cada etapa de la sección se evalúa la estabilidad de acuerdo con los parámetros de resistencia mostrados en la Tabla 6-1. Los parámetros utilizados en el análisis fueron los obtenidos directamente de los ensayos de laboratorio realizados sobre el suelo residual mediante su enfoque correspondiente. El análisis se llevó a cabo tanto en condiciones drenadas como no drenadas, utilizando los parámetros de resistencia al corte correspondientes a cada condición. En la Figura 6-1 se muestra la sección del modelo, con sus respectivos materiales, que se utilizará en los análisis mediante el uso del software SLOPE/W.

Tabla 6-1 Parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad

Zona	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Condición drenada		Condición no drenada
			Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción efectivo (°)	Ratio de resistencia al corte no drenado máximo S_u/σ_v
Cuerpo de la presa		22	Leps (1970) – Promedio		
Relaves		12	0	33	0.20
Suelo Residual		16	0	30	Constante: $S_u/\sigma = 0.40$ Función: $S_u/\sigma = 0.955\sigma^{-0.136}$
Basamento rocoso		Impenetrable			

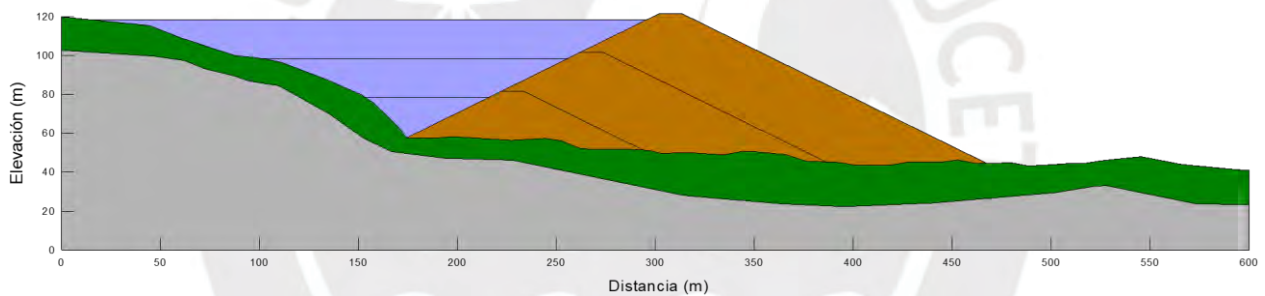


Figura 6-1 Sección del modelo geotécnico en el programa SLOPE/W

De obtenerse factores de seguridad que no cumplan con los criterios de estabilidad física mencionados en la Tabla 3-3 se buscará estabilizar la estructura sin cambiar los parámetros de resistencia de los materiales. Cabe resaltar que se buscará que las fallas críticas empiecen desde la cresta de la presa hasta el pie atravesando la fundación.

6.3 Resultados del análisis de estabilidad

Se desarrollaron nueve escenarios de análisis que consideran la variación del parámetro de resistencia del suelo residual, diferenciando entre condiciones drenadas y no drenadas, para cada una de las tres etapas de construcción de la presa. En la condición drenada se analiza

mediante el enfoque de Mohr-Coulomb. En las condiciones no drenadas, se emplea el enfoque del Modelo Suelo Residual (Modelo SR) para representar la resistencia al corte mediante dos valores: el primero representado por un valor constante del ratio S_u/σ'_v (una práctica común en aplicaciones ingenieriles como una forma simplificada del enfoque SHANSEP) y el segundo representado por una función en términos S_u/σ'_v y constantes que se definen en el Modelo SR.

En la Tabla 6-2 se muestran el resumen de los factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad física para cada etapa de la estructura del modelo geotécnico inicial. Asimismo, en el Anexo I se muestran las superficies de falla críticas para cada etapa de la estructura y para cada condición de carga.

Tabla 6-2 Resumen de factores de seguridad obtenidos del modelo geotécnico inicial

Etapa	Factor de seguridad		
	Caso 1: Condición drenada	Caso 2: Condición no drenada	
		S_u/σ'_v constante	S_u/σ'_v función
Etapa 1	1.87	1.38	1.50
Etapa 2	1.87	1.42	1.43
Etapa 3	1.94	1.43	1.40

De los resultados obtenidos de la Tabla 6-2 se observa que para la Etapa 1, Etapa 2 y Etapa 3 se cumple con el criterio de estabilidad para la condición drenada. lo que indica que bajo cargas lentas y con adecuada disipación de presiones de poro, el suelo residual presenta una resistencia suficiente para garantizar la estabilidad del talud. En todas las etapas la superficie de falla crítica atraviesa el suelo residual y la forma de la falla es similar.

En condición no drenada, los resultados muestran factores de seguridad inferiores, que no cumplen con el criterio de estabilidad en las tres etapas, a excepción de la Etapa 1 cuando se utiliza una función de S_u/σ'_v . Esto evidencia la mayor susceptibilidad del suelo residual ante cargas rápidas o condiciones de saturación, donde la resistencia no drenada controla el

comportamiento del talud. Comparando ambas resistencias no drenadas, se observa que cuando se define una función S_u/σ'_v entrega factores de seguridad más altos en las Etapas 1 y 2 (con aumentos del 9% y 1%, respectivamente), pero ligeramente inferiores en la Etapa 3 (2% menos), en comparación con el modelo de S_u/σ'_v constante.

Estos resultados sugieren que el comportamiento del suelo residual no es adecuadamente representado por un valor constante de S_u/σ'_v , ya que este tipo de suelos muestra una disminución de la resistencia no drenada con el incremento del esfuerzo efectivo vertical, especialmente en etapas más profundas. Cuando la resistencia no drenada se representa como una función de S_u/σ'_v , al ser dependiente del esfuerzo vertical, logra capturar esa variabilidad, lo que lo convierte en una herramienta más adecuada para representar su comportamiento. Además, el hecho de que los factores de seguridad calculados con la función disminuyan con la altura de la presa, mientras que los del modelo constante aumentan, refuerza la idea de que el modelo constante sobrestima la resistencia a mayores profundidades, lo cual podría llevar a una evaluación no conservadora de la estabilidad.

De lo anterior se concluye que el uso de una función variable del ratio S_u/σ'_v representa mejor el comportamiento de los suelos residuales frente a cargas rápidas. Aunque en la práctica de ingeniería geotécnica es común emplear una versión simplificada del enfoque SHANSEP con un valor constante, esta aproximación no refleja adecuadamente la evolución de la resistencia con la profundidad ni las condiciones reales del esfuerzo, siendo por tanto menos adecuada para este tipo de materiales.

Los factores de seguridad obtenidos en los diferentes escenarios se comparan con los criterios de guías internacionales como ANCOLD (2012), CDA (2019) e ICOLD (2022), que recomiendan un factor de seguridad mínimo de 1.3 a 1.5 para presas de relaves en operación o cierre, dependiendo del nivel de riesgo y fase del proyecto. En este estudio, se ha adoptado un

criterio de $FS \geq 1.5$ para garantizar un enfoque conservador. Los resultados bajo condición drenada cumplen con este criterio, indicando un desempeño adecuado del talud. Sin embargo, en condición no drenada, la mayoría de los escenarios no alcanza el valor mínimo requerido, lo que sugiere una posible situación crítica en eventos de carga rápida o saturación.

6.4 Resultados de estabilidad de taludes con estabilización

En este ítem se presenta una alternativa de estabilización para cada una de las tres etapas del crecimiento de la presa, con el objetivo de cumplir con los criterios de estabilidad establecidos. La estabilización propuesta consiste en la implementación de un contrafuerte del mismo material de la presa en el pie del talud, actuando como una mejora geométrica que incrementa la resistencia global del sistema frente a las condiciones críticas. Esta alternativa fue seleccionada por su simplicidad constructiva y efectividad para incrementar el factor de seguridad mediante el aumento de la masa estabilizante. El criterio de diseño adoptado fue alcanzar un factor de seguridad mínimo de 1.5, de acuerdo con las recomendaciones de guías internacionales ya mencionadas. El análisis se centra en las condiciones no drenadas, dado que estas representan los escenarios más desfavorables identificados en los resultados previos. En la Tabla 6-3 se muestran el resumen de los factores de seguridad obtenidos con estabilización y en el Anexo II se muestran las superficies de fallas críticas con estabilización.

Tabla 6-3 Resumen de factores de seguridad con estabilización

Etapa	Factor de seguridad – Caso 2: Condición no drenada (Modelo SR)	
	S_u/σ_v constante	S_u/σ_v' función
Etapa 1	1.50	-
Etapa 2	1.52	1.52
Etapa 3	1.52	1.53

En la Etapa 1 se colocó un contrafuerte de 10 m de longitud de cresta y altura de 5m con talud 2H:1V para obtener un factor de seguridad mínimo requerido en el análisis de estabilidad

utilizando un valor de Su/σ'_v constante. Para el caso de Su/σ'_v como función no se realiza una estabilización ya que cumple con el factor de seguridad mínimo requerido por las normas vigentes. En la práctica se suele busca un factor de seguridad mayor al mínimo requerido para asegurar la estabilidad de la presa.

En la Etapa 2 se logró la estabilización con un contrafuerte de 20 metros de longitud de cresta, con una altura de 5 metros aproximadamente y talud 2H:1V. Tanto para el parámetro de resistencia de Su/σ'_v constante y función se obtuvo el mismo factor de seguridad.

En la Etapa 3 se logró la estabilización con un contrafuerte de 20 metros de longitud de cresta, con una altura de 10 metros aproximadamente y talud 2H:1V cuando se utiliza el parámetro de resistencia Su/σ'_v constante; y un contrafuerte de 30 metros de longitud de cresta, con una altura de 12 metros aproximadamente y talud 2H:1V para la función Su/σ'_v del modelo SR. Esto refleja que el modelo SR, al considerar la disminución de la resistencia no drenada con el aumento del esfuerzo efectivo vertical, demanda una intervención más exigente para alcanzar la estabilidad deseada. El contrafuerte, en ambos casos, actúa como un soporte adicional que incrementa la masa estabilizante y mejora la distribución de esfuerzos, brindando mayor seguridad al talud.

En la Figura 6-2 se muestra un escenario del modelo geotécnico implementando el contrafuerte como método de estabilización.

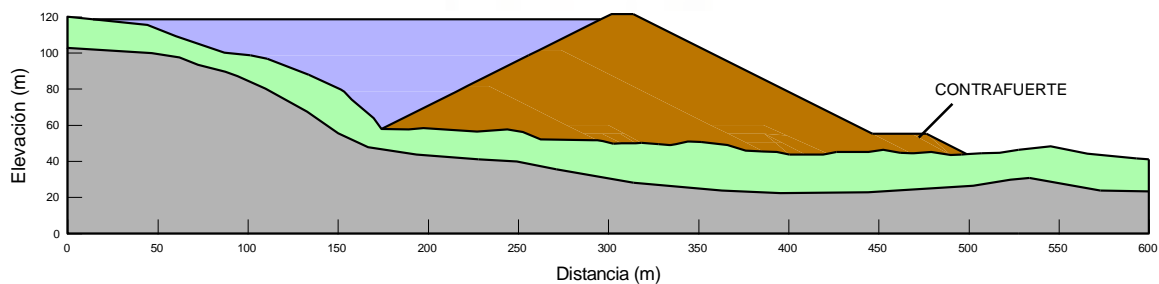


Figura 6-2 Modelo geotécnico con contrafuerte en la Etapa 3

Al comparar los resultados obtenidos con y sin estabilización para cada etapa, se observa una mejora en los factores de seguridad cuando se implementa el contrafuerte (ver Gráfico 6-1). En las condiciones más críticas, particularmente bajo el modelo con Su/σ'_v constante, varias etapas no cumplían con el criterio mínimo de $FS \geq 1.5$ en el caso base en condiciones no drenadas. La incorporación del contrafuerte permitió alcanzar o superar dicho umbral en todos los escenarios, demostrando su efectividad. En la Etapa 1, por ejemplo, el caso base requería estabilización con Su/σ'_v constante, mientras que el modelo SR cumplía sin intervención. En la Etapa 3, se evidenció una mayor exigencia del modelo SR, que requirió un contrafuerte más robusto que el necesario en el modelo constante. Estas diferencias resaltan la sensibilidad del diseño frente al enfoque de resistencia adoptado, y refuerzan la importancia de comparar los escenarios estabilizados con sus condiciones iniciales para justificar técnicamente la solución implementada.

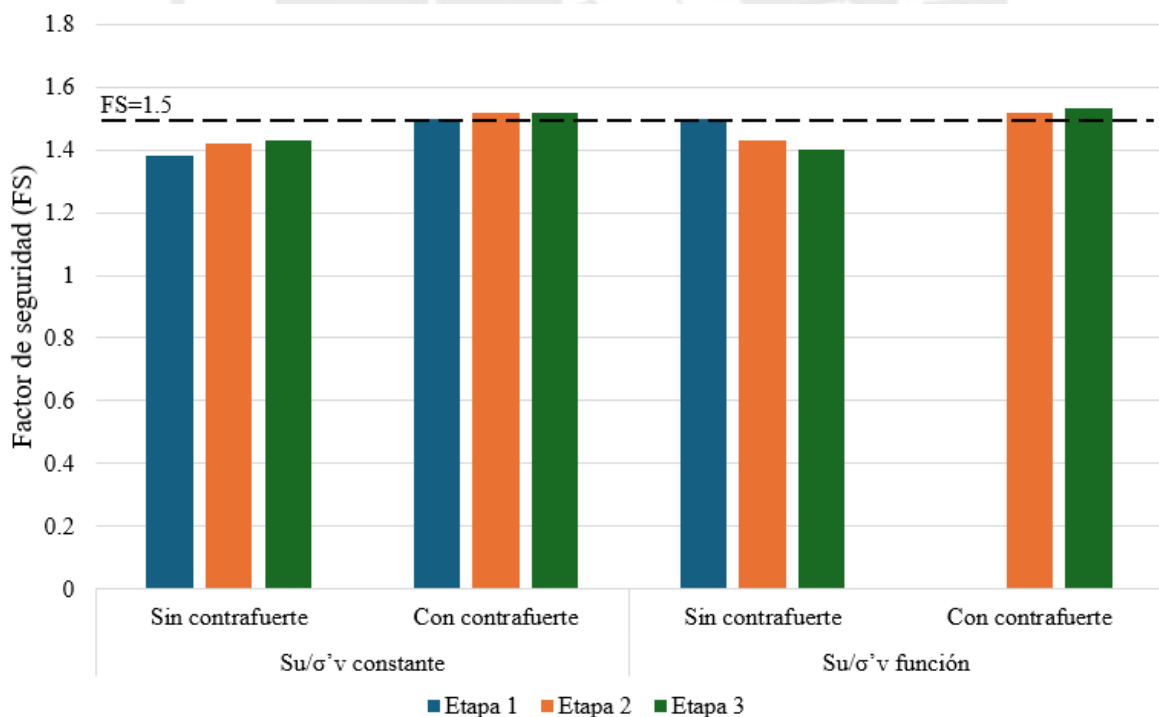
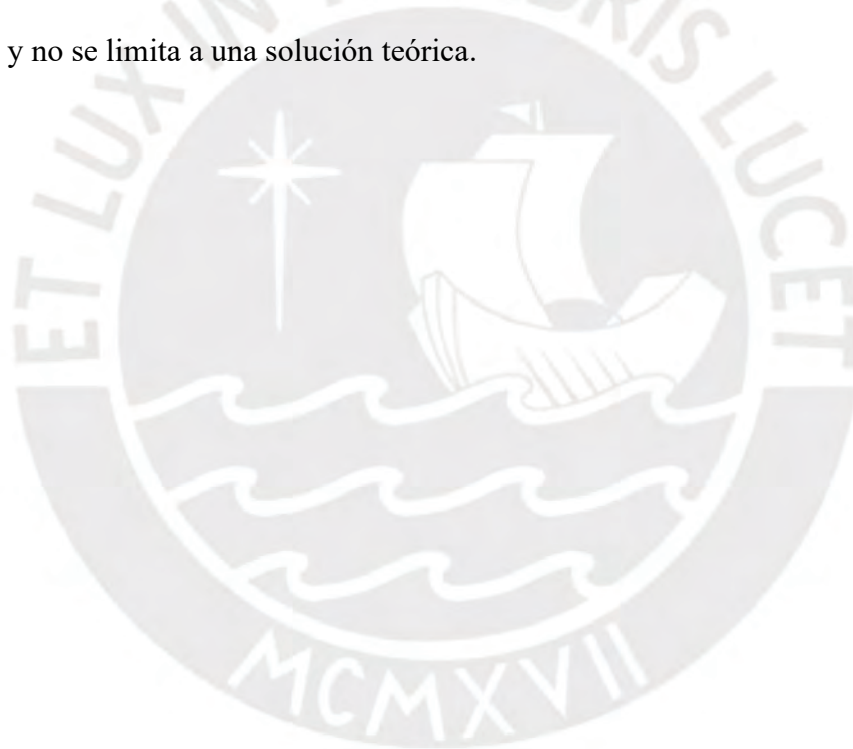


Gráfico 6-1 Comparación de factores de seguridad del caso sin contrafuerte y con contrafuerte para las tres etapas de la presa

Si bien los resultados muestran que la incorporación de contrafuertes mejora significativamente la estabilidad del talud bajo condiciones no drenadas, es importante considerar la factibilidad técnica y constructiva de esta solución. La alternativa propuesta es constructivamente viable, ya que los contrafuertes consisten en rellenos compactados con geometrías simples (talud 2H:1V), que pueden integrarse fácilmente al proceso de construcción de presas de relaves. Además, no requiere tecnologías especializadas ni materiales costosos. Sin embargo, su aplicación debe evaluarse caso por caso, considerando aspectos como la disponibilidad de material, el espacio en el pie del talud, y el cronograma de operación de la presa. Por tanto, aunque el análisis es principalmente numérico, la mejora propuesta es factible en la práctica y no se limita a una solución teórica.



7 Conclusiones

Esta investigación tuvo como objetivo principal evaluar el comportamiento geotécnico de suelos residuales mediante ensayos de laboratorio y analizar su influencia en la estabilidad de una hipotética presa de relaves. A partir de los datos recopilados y del modelamiento geotécnico realizado, se presentan las siguientes conclusiones, estructuradas en función de los objetivos específicos planteados:

1. Sobre la caracterización del suelo residual a partir de ensayos de laboratorio

- El análisis de 156 muestras indica que el suelo tiene una textura mixta, con predominio de partículas finas (limo y arcilla), lo que implica alta plasticidad y baja permeabilidad. La presencia de partículas gruesas dispersas refleja su origen residual y una estructura heterogénea, factores que condicionan su comportamiento mecánico y estabilidad bajo carga.
- La similitud en los resultados de contenido de humedad entre métodos indica que los suelos no contienen agua cristalizada, lo que valida el uso del método ASTM para fines de cálculo. Además, la humedad natural entre 20% y 50% sugiere una capacidad significativa de retención de agua, independiente de la profundidad.
- Los resultados de límites de Atterberg obtenidos por distintos métodos confirman la fiabilidad del procedimiento ASTM, mostrando una tendencia a la disminución de plasticidad con la profundidad. La mayoría de los suelos clasifican como limos de baja plasticidad (ML), con índices de actividad entre 0.2 y 0.8, lo que indica un predominio de arcillas inactivas, estables y poco expansivas. Esta mineralogía, asociada a caolinita e illita, respalda un comportamiento plástico controlado y favorable para la estabilidad.
- El ángulo de fricción efectivo estimado en 33.4° a partir de los ensayos triaxiales coincide con el rango de 28° a 36° obtenido mediante correlaciones bibliográficas,

lo que valida la consistencia de los resultados experimentales y respalda su uso como parámetro confiable de resistencia para el modelado geotécnico.

- El rango de ratio S_u/σ'_v obtenido por la ecuación de Skempton (0.14–0.16) resultó significativamente inferior al valor obtenido por ensayos triaxiales, lo que demuestra que modelos empíricos desarrollados para suelos sedimentarios no son adecuados para suelos residuales, y que una caracterización experimental es esencial para evitar subestimaciones en el análisis de estabilidad.

2. Construcción del modelo geotécnico

- La construcción del modelo geotécnico, que integró la estratigrafía, geometría y condiciones de carga de la presa, fue fundamental para evaluar la estabilidad en las distintas fases del recrecimiento. Este modelo permitió simular el comportamiento del suelo y prever posibles riesgos de inestabilidad, asegurando la seguridad de la estructura a lo largo de su ciclo de vida.

3. Análisis de estabilidad de taludes y evaluación de la influencia de los parámetros de resistencia

- Se realizaron análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite (Morgenstern & Price), concluyendo que bajo condiciones drenadas se cumple con los factores de seguridad recomendados, mientras que en condiciones no drenadas varios escenarios no alcanzaron el valor mínimo de $FS = 1.5$.
- En condición drenada, los factores de seguridad (FS) obtenidos fueron 1.87 en las etapas 1 y 2, y 1.94 en la etapa 3, superando cómodamente el valor mínimo de seguridad recomendado ($FS \geq 1.5$). Esto indica que, bajo drenaje total, el talud presenta un comportamiento estable en todas las fases del recrecimiento de la presa.
- En condición no drenada, al aplicar un modelo con S_u/σ'_v constante, los FS fueron 1.38, 1.42 y 1.43 para las etapas 1, 2 y 3 respectivamente. En cambio, al utilizar un

modelo con S_u/σ'_v como función del esfuerzo efectivo (basado en el modelo SR), los FS fueron 1.50, 1.43 y 1.40. Estas diferencias cuantificables muestran que la forma de modelar la resistencia al corte altera significativamente los resultados, con variaciones de hasta 0.12 en FS entre ambos modelos.

- El modelo considerando un ratio S_u/σ'_v constante tiende a subestimar la resistencia al corte en esfuerzos bajos (etapas iniciales) y sobrestimarla en esfuerzos altos (etapas más avanzadas). Por ejemplo, en la etapa 1, el FS es 1.38 con ratio constante y 1.50 con función del modelo SR, una diferencia crítica que puede afectar decisiones de diseño. Esto evidencia que el uso de un valor constante puede inducir a evaluaciones de estabilidad conservadoras o poco realistas, dependiendo de la etapa analizada.
- La interpretación conjunta de los resultados muestra que una caracterización geotécnica detallada, basada en ensayos de laboratorio representativos y modelaciones que reflejen la evolución real del esfuerzo, mejora sustancialmente la confiabilidad de los análisis de estabilidad. Además, resalta que el tipo de ensayo y el enfoque de modelado deben seleccionarse en función del origen y naturaleza del suelo, especialmente cuando se trata de suelos residuales, cuya respuesta mecánica no es bien capturada por modelos simplificados.
- El Modelo Suelo Residual (SR) resulta ser el enfoque más adecuado para evaluar la resistencia al corte en suelos de origen residual.
- La fiabilidad de los resultados es limitada puesto que este trabajo de tesis se centra en la aplicación de metodologías y en la cantidad de ensayos de laboratorio disponibles, así como en bibliografía relevante y suposiciones realizadas.
- La definición de los parámetros de resistencia de los relaves que fueron basados en literatura no tiene influencia en los resultados del análisis de estabilidad debido a

que las fallas van desde la cresta de la presa hasta la fundación. Para este caso de estudio, la estabilidad de la estructura está controlada por el relleno de la presa y por el material de fundación

4. Análisis por etapas de construcción

- A lo largo de las etapas de recremento de la presa, se evidenció que el comportamiento del suelo cambia con la altura, y que la estabilidad puede ser mejor representada cuando se modela adecuadamente la evolución de la resistencia al corte, especialmente en condición no drenada.

5. Análisis de estabilidad de taludes con estabilización

- La incorporación de contrafuertes como medida de estabilización en el pie del talud resultó efectiva para alcanzar el factor de seguridad mínimo de 1.5 en las etapas donde las condiciones no drenadas no cumplían con los criterios de estabilidad. Esta solución incrementa la masa estabilizante y mejora la distribución de esfuerzos, lo que se refleja en un aumento directo de los factores de seguridad.

Los hallazgos obtenidos respaldan la hipótesis formulada. A partir de la caracterización del suelo residual, se identificaron variaciones en sus propiedades resistentes, las cuales difieren del comportamiento común en suelos sedimentarios, particularmente bajo condiciones no drenadas, donde se observó una disminución de la resistencia con el aumento del esfuerzo efectivo vertical. Esta variabilidad tiene un efecto relevante sobre el estudio de estabilidad en las distintas fases de elevación de la presa de relaves. Por tanto, se valida que una adecuada caracterización del suelo residual es fundamental para obtener resultados confiables y seguros en el diseño y evaluación de este tipo de estructuras.

8 Recomendaciones

Se presentan las siguientes recomendaciones:

- Para evaluar la estabilidad de una estructura no solo involucra una estructura resistente si no también se recomienda la evaluación de las condiciones del terreno, condiciones hidrogeológicas, sobrecargas, factores climáticos, pérdida de resistencia, entre otros.
- Se recomienda complementar los ensayos de laboratorio con ensayos de campo como VST, SPT o CPT para mejorar la caracterización del suelo de fundación. Esta integración permite validar la resistencia al corte obtenida en laboratorio y establecer valores de comparación realistas, especialmente en condiciones no drenadas donde se observan discrepancias significativas entre enfoques empíricos y resultados medidos.
- Para una caracterización más robusta del Modelo Suelo Residual (SR), se recomienda ampliar la base de datos de ensayos en diferentes niveles de confinamiento, lo cual permitirá capturar mejor la variabilidad del comportamiento del suelo y reducir la influencia de valores atípicos en el análisis estadístico.
- Dado que la plasticidad, humedad y mineralogía influyen directamente en la cohesión y el ángulo de fricción del suelo, se recomienda incluir en futuras investigaciones análisis mineralógicos detallados (por ejemplo, difracción de rayos X o SEM) para asociar de forma más precisa los parámetros índice con el comportamiento mecánico del suelo.
- En suelos de baja cohesión o altamente heterogéneos, se recomienda priorizar ensayos triaxiales (CU y CD) con medición de presión de poros para obtener una caracterización más representativa del comportamiento drenado y no drenado. En cambio, los ensayos de corte directo pueden no reflejar de manera precisa parámetros como el ángulo de fricción efectivo, debido a sus limitaciones en el control de esfuerzos y la imposibilidad de medir presiones de poro. Aunque pueden ser útiles en situaciones específicas, como

el análisis de resistencia residual o fallas en planos predefinidos, su aplicación debe abordarse con cautela y emplearse preferentemente como complemento de ensayos triaxiales más completos.

- Se recomienda considerar distintos enfoques de modelado de resistencia (constante y variable con el esfuerzo) en los análisis de estabilidad para evaluar la sensibilidad del diseño a la metodología adoptada. La experiencia de este estudio demuestra que un enfoque más realista, como el modelo SR, puede requerir medidas de estabilización más exigentes, pero brinda mayor confiabilidad en escenarios críticos.
- Asimismo, se recomienda realizar análisis que incluyan el efecto del nivel freático, dado que en este trabajo se asumió un sistema de drenaje eficiente. En la práctica, es fundamental considerar la posible presencia de agua durante eventos extremos o falla del sistema de drenaje.
- También se recomienda incluir análisis post-sismo para evaluar el comportamiento del suelo tras la pérdida de resistencia por cargas cíclicas. Esto requiere la ejecución de ensayos dinámicos y cíclicos, que proporcionen parámetros residuales para un análisis más completo de la estabilidad a largo plazo.
- En casos donde se busque una evaluación más detallada, se recomienda realizar análisis dinámicos para estudiar el comportamiento ante desplazamientos y deformaciones inducidas por cargas sísmicas.
- Este estudio demostró que la incorporación de contrafuertes como medida de estabilización geométrica es una solución efectiva, viable y técnicamente justificable para mejorar la estabilidad de taludes en presas de relaves. Sin embargo, también se recomienda considerar y evaluar otras alternativas de estabilización según las características del proyecto, como drenajes internos, refuerzos con geomallas, suelos mejorados in situ (suelos-cemento), pilotes o anclajes. La selección de la técnica más

adecuada debe basarse en un análisis técnico-económico integral, considerando el comportamiento geotécnico del suelo, la topografía, el cronograma de operación, la disponibilidad de materiales y las condiciones constructivas del entorno.

- Se recomienda incorporar ensayos de consolidación (edómetro) y permeabilidad en futuros estudios para obtener una caracterización más completa del comportamiento de los suelos residuales. El ensayo de consolidación permitirá evaluar la compresibilidad y la tasa de disipación de presiones de poro bajo cargas progresivas, aspectos clave en el análisis de estabilidad en condiciones no drenadas o post-sismo. Por otro lado, los ensayos de permeabilidad son esenciales para estimar el flujo de agua a través del material y modelar adecuadamente el nivel freático o las condiciones de drenaje internas de la presa. Ambos tipos de ensayos aportarían parámetros fundamentales para modelos más representativos, especialmente cuando se requiere simular el comportamiento del suelo en etapas avanzadas del ciclo de vida de una presa de relaves.
- Los resultados obtenidos pueden guiar la toma de decisiones en el diseño y evaluación de la estabilidad de presas de relaves. El uso del Modelo de Suelo Residual (SR) permite un análisis más representativo del comportamiento no drenado, lo cual es crucial para optimizar la selección de métodos, parámetros de diseño y soluciones de estabilización en proyectos similares.

9 Referencias bibliográficas

- ANCOLD. (2012). *Guidelines on Tailings Dams: Planning, Design, Construction, Operation and Closure*. Australia.
- ASTM. (2017). *Standard test methods for particle-size distribution (gradation) of soils using sieve* (ASTM D6913/D6913M). ASTM International.
- ASTM. (2017). *Standard test method for particle-size distribution of fine-grained soils using the sedimentation (hydrometer) analysis* (ASTM D7928). ASTM International.
- ASTM. (2018). *Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils* (ASTM D4767). ASTM International.
- ASTM. (2020). *Standard test method for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass* (ASTM D2216). ASTM International.
- ASTM. (2017). *Standard test method for specific gravity of soil solids by water pycnometer* (ASTM D854). ASTM International.
- ASTM. (2016). *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils* (ASTM D4318). ASTM International.
- ASTM. (2013). *Standard practice for thin-walled tube sampling of soils for geotechnical purposes* (ASTM D1587). ASTM International.
- BBC. (2019). *Presa de Brumadinho en Brasil: ¿qué falló en el dique cuya ruptura ha dejado al menos 60 muertos y casi 300 desaparecidos?* Recuperado de <https://www.bbc.com/mundo/noticias-america-latina-47007628>
- Blight, G. E., Leong, E. C. (2012). *Mechanics of Residual Soil* (2nd ed). Londres: CRC Press.
- Canadian Dam Association. (2019). *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*. Technical Bulletin. Canadá.
- Casagrande, A. (1932). *Research on the Atterberg Limits of Soil*. *Public Roads*, 13, 121-136.
- Casagrande, A. (1936). Determination of Preconsolidation Load and its Practical Significance. En *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 3, pp. 60-64). Harvard University: Cambridge, Massachusetts.
- Dareeju, B., Rowles, T., Xu Y., Dissanayake, A. (2021). Selection of undrained shear strength parameters of residual soils and their application in stability analysis. *Mine Waste and Tailings 2021*, pp. 1-10.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. (4ta ed.). México: Cengage Learning.
- Deere, D. U., & Patton, F. D. (1971). Slope stability in residual soils. In *Proceedings of the 4th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 87–170). ASCE

- De Matteis, Á. (2003). *Geología y Geotecnia - Estabilidad de Taludes*. Rosario: Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura.
- Duncan, J. M., Wright, S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. Hoboken: John Wiley & Sons.
- EJ Atlas. (s.f.). *Imperial Metals Mount Polley Mine*. Recuperado de <https://ejatlas.org/conflict/imperial-metals-mount-polley-mine/?translate=es>
- Fookes, P. G. (1997). *Tropical residual Soils*. Geological Society engineering group working party revised report. London, UK.
- Global Tailings Review. (2020). *Global Industry Standard on Tailings Management*. <https://globaltailingsreview.org/>
- Huat, B. B. K., Toll, D. G., Prasad, A. (2012). *Handbook of Tropical Residual Soils Engineering*. Londres: CRC Press
- ICOLD (International Commission on Large Dams). (2017). *Tropical residual soils as dam foundation and fill material* (Bulletin No. 151).
- ICOLD (International Commission on Large Dams). (2022). *Tailings Dam Safety* (Bulletin No. 194). Paris.
- Ladd, C. C., Foott, R. (1974, julio). New Design Procedure for the Stability of Soft Clays. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 100(7), pp. 763–786.
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. G. (1977). Stress-Deformation and Strength Characteristics: State of the Art Report. En *Proceeding of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokio, pp. 421-494.
- Lade, P. V. (2016). *Triaxial Testing of Soils*. Wiley-Blackwell.
- Leps, T.M. (1970) Review of Shearing Strength of Rockfill. *Proceedings of ASCE, Soil Mechanics Journal*, 4(4), pp. 1159-1170.
- Morgenstern, N.R. and V.E. Price. (1965) The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique*, 15(1), pp. 79-93.
- Phoon, K. K., & Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 612–624
- Raygada, L. F. (2011). *Análisis de estabilidad y deformaciones en el acantilado de la Costa Verde* (Tesis de pregrado). Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A. R., Díez-Herrero, A., & Pereira, H. G. (2008). Reported tailings dam failures: A review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials*, 152(2), 846–852.
- Suárez Díaz, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.

- Skempton, A. W. (1953). The colloidal “activity” of clays. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 57–61
- Skempton, A. W. (1957). Discussion on the planning and design of the new Hong Kong airport. *Proceedings Institution of Civil Engineers*, 7(1), pp. 305–307.
- Tailings.info. (s.f.). Los Frailes Tailings Dam Failure. Recuperado de <https://tailings.info/casestudies/losfrailes.htm>
- Vick, S. G. (1990). *Planning, design, and analysis of tailings dams*. BiTech Publishers Ltd.
- Wesley, L. D. (2010). *Geotechnical Engineering in Residual Soils*. Hoboken: John Wiley & Sons.
- World Mine Tailings Failures. (n.d.). World Mine Tailings Failures. <https://worldminetailingsfailures.org/>



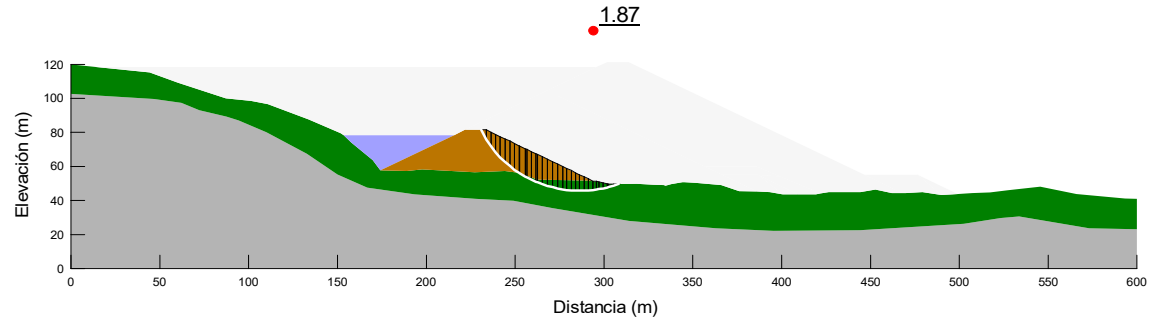
ANEXO A

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES - MODELO

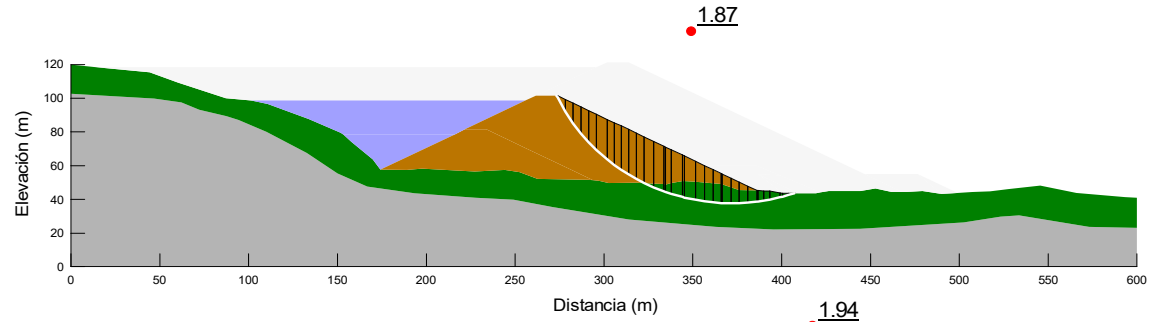
GEOTÉCNICO INICIAL



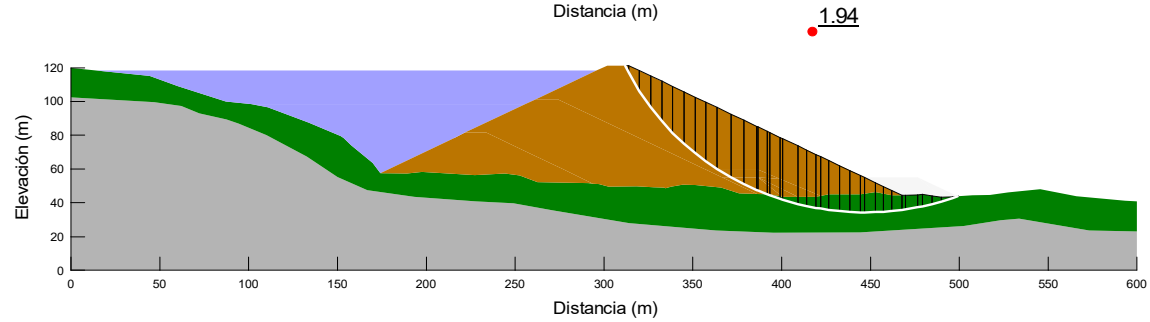
ETAPA 1



ETAPA 2



ETAPA 3

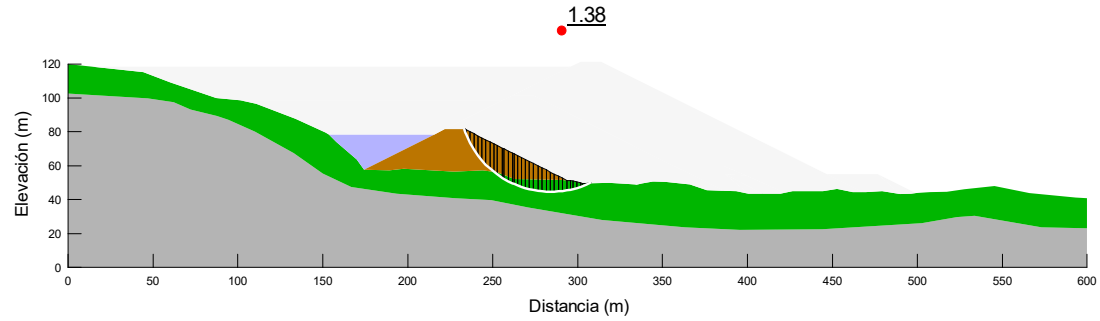


Zona	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Condición drenada		Condición no drenada
			Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción efectivo (°)	Ratio de resistencia al corte no drenado máximo Su/σ _v
Cuerpo de la presa		22	Leps (1970) – Promedio		
Relaves		12	0	33	0.2
Suelo Residual		16	0	30	Constante: Su/σ = 0.40 Función: Su/σ = 0.955σ ^{-0.136}
Basamento rocoso		Impenetrable			

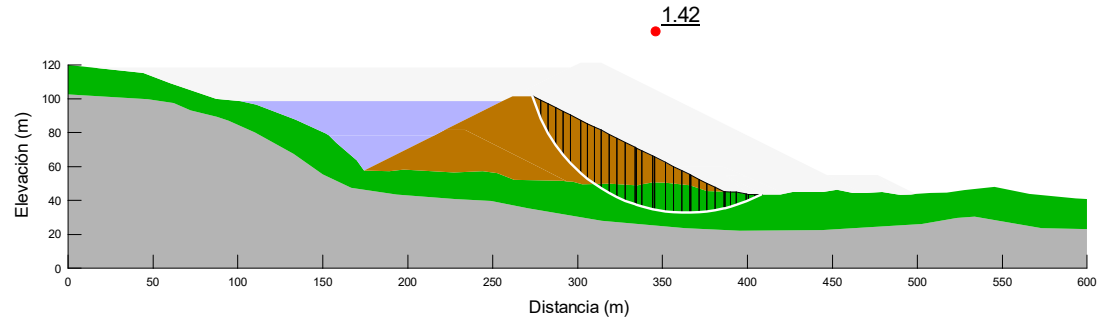
ESTÁTICO - CONDICIONES DRENADAS

**FIGURA
A-1**

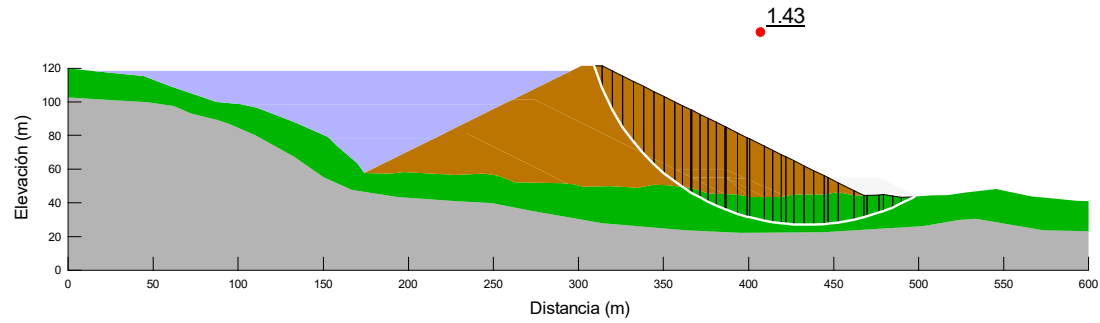
ETAPA 1



ETAPA 2



ETAPA 3

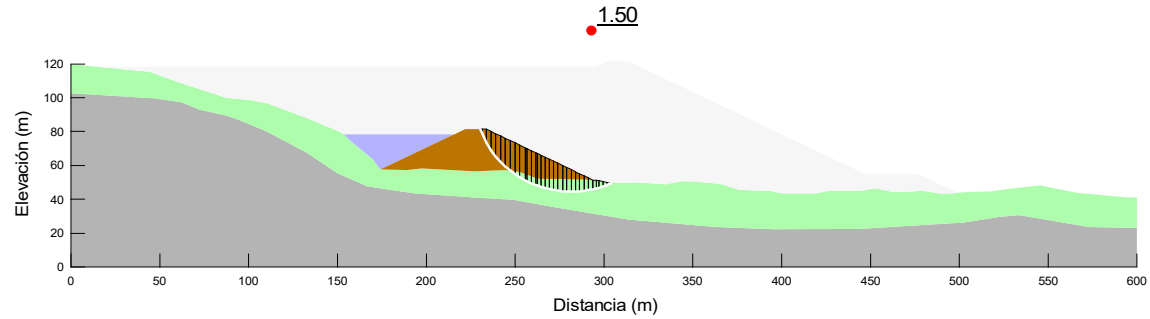


Zona	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Condición drenada		Condición no drenada
			Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción efectivo (°)	Ratio de resistencia al corte no drenado máximo Su/σ _v
Cuerpo de la presa		22	Leps (1970) – Promedio		
Relaves		12	0	33	0.2
Suelo Residual		16	0	30	Constante: Su/σ = 0.40 Función: Su/σ = 0.955σ ^{-0.136}
Basamento rocoso		Impenetrable			

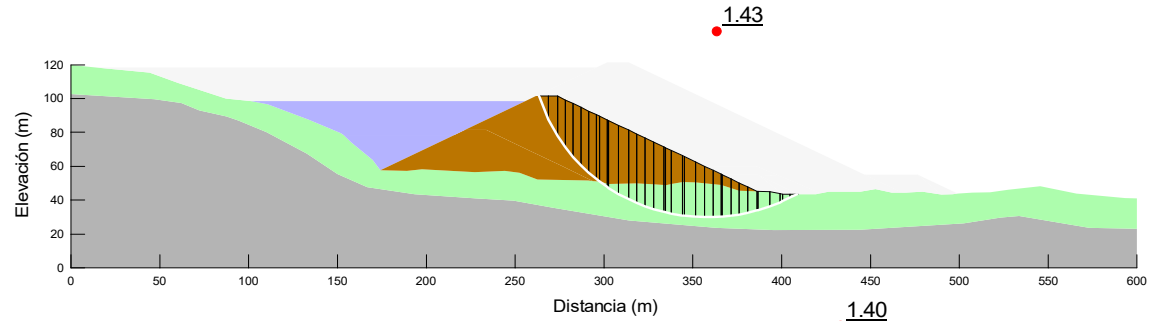
ESTÁTICO - CONDICIONES NO DRENADAS
Constante Su/σ

FIGURA
A-2

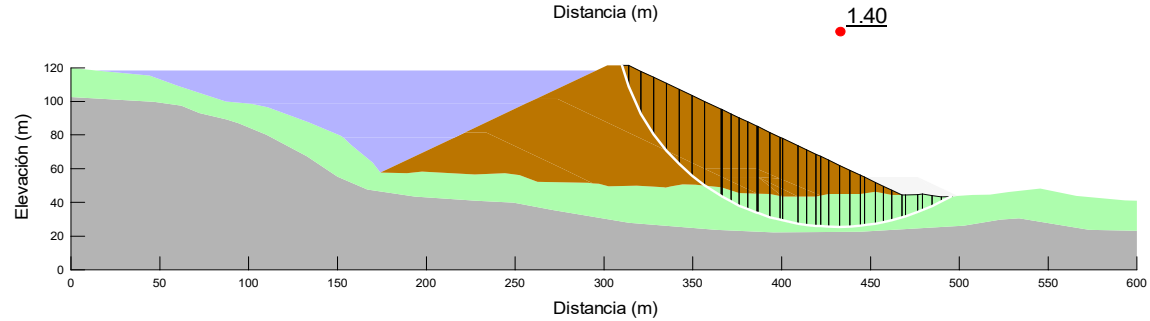
ETAPA 1



ETAPA 2



ETAPA 3



Zona	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Condición drenada		Condición no drenada
			Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción efectivo (°)	Ratio de resistencia al corte no drenado máximo Su/σ _v
Cuerpo de la presa		22	Leps (1970) – Promedio		
Relaves		12	0	33	0.2
Suelo Residual		16	0	30	Constante: Su/σ = 0.40 Función: Su/σ = 0.955σ ^{-0.136}
Basamento rocoso		Impenetrable			

ESTÁTICO - CONDICIONES NO DRENADAS
Modelo SR, Función Su/σ

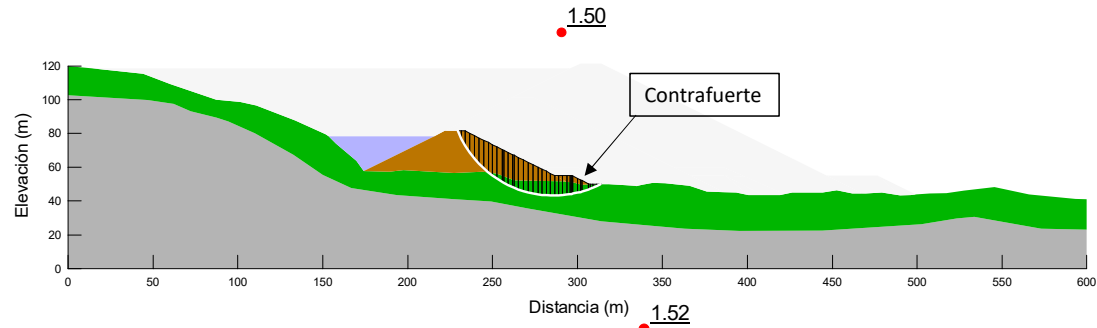
FIGURA
A-3

ANEXO B

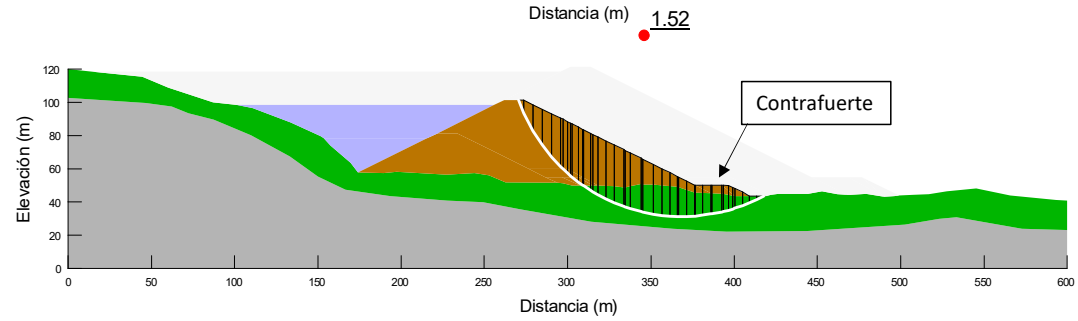
**RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES – MODELO
GEOTÉNICO CON ESTABILIZACIÓN**



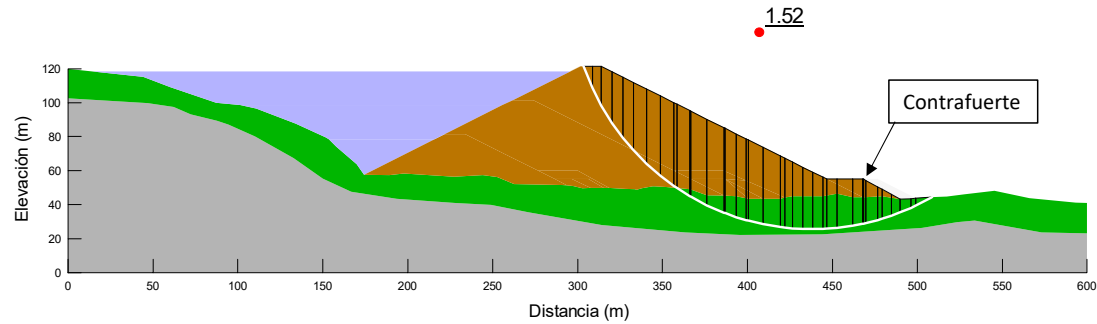
ETAPA 1



ETAPA 2



ETAPA 3

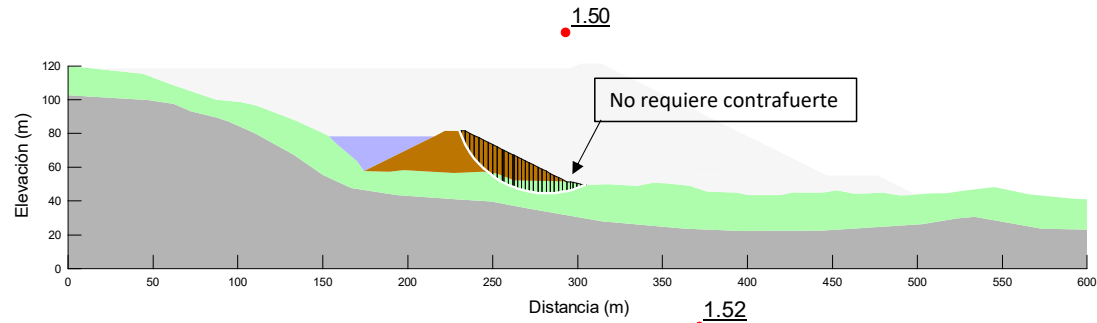


Zona	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Condición drenada		Condición no drenada
			Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción efectivo (°)	Ratio de resistencia al corte no drenado máximo Su/σ _v
Cuerpo de la presa		22	Leps (1970) – Promedio		
Relaves		12	0	33	0.2
Suelo Residual		16	0	30	Constante: Su/σ = 0.40 Función: Su/σ = 0.955σ ^{-0.136}
Basamento rocoso		Impenetrable			

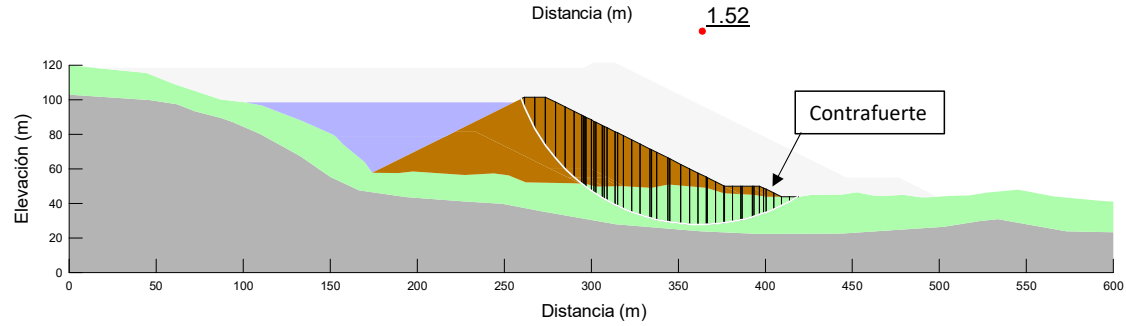
ESTÁTICO - CONDICIONES NO DRENADAS
Constante Su/σ

FIGURA
B-1

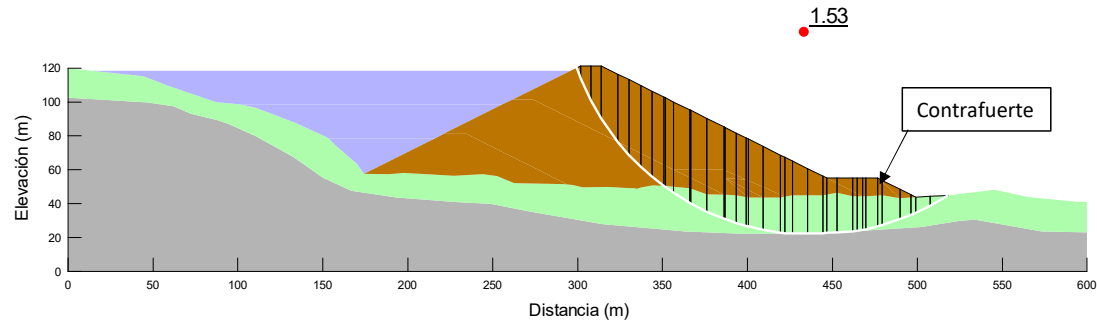
ETAPA 1



ETAPA 2



ETAPA 3



Zona	Color	Peso unitario (kN/m ³)	Condición drenada		Condición no drenada
			Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción efectivo (°)	Ratio de resistencia al corte no drenado máximo Su/σ _v
Cuerpo de la presa		22	Leps (1970) – Promedio		
Relaves		12	0	33	0.2
Suelo Residual		16	0	30	Constante: Su/σ = 0.40 Función: Su/σ = 0.955σ ^{-0.136}
Basamento rocoso		Impenetrable			

ESTÁTICO - CONDICIONES NO DRENADAS
Modelo SR, Función Su/σ

FIGURA
B-2