

**CARACTERIZACIÓN GEO MECÁNICA DE COLUVIONES DE LA VÍA
BUCARAMANGA – BARRANCABERMEJA**

**JHON ANDERSON CASTRO CORONEL
KIMBERLY GIULIANA TOVAR PALMA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2018

**CARACTERIZACIÓN GEO MECÁNICA DE COLUVIONES DE LA VÍA
BUCARAMANGA – BARRANCABERMEJA**

**JHON ANDERSON CASTRO CORONEL
KIMBERLY GIULIANA TOVAR PALMA**

Trabajo de grado para optar al título de: Ingeniero Civil

Director

**VLADIMIR ERNESTO MERCHÁN JAIMES
PHD. en Ingeniería del Terreno Cartográfica y Geofísica**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2018

DEDICATORIA

A Dios por regalarme vida, capacidades y la oportunidad de formarme de manera profesional pese a las adversidades. A mis padres Denis Palma y Héctor Tovar por todos sus esfuerzos y apoyo incondicional. A mis hermanas Maria Alejandra Tovar Palma y Ruby Alexandra Tovar Palma por inspirarme a crecer en todo aspecto como persona día a día. A Julian Serrano, Luz Marina García y Alfredo Serrano por creer siempre en mí, motivarme y brindarme su ayuda de todas las formas posibles. Al profesor Jorge Armando Mendoza por sus valiosos aportes, correcciones y disponibilidad.

Kimberly tovar

A Dios por permitirme la vida y la oportunidad de culminar mis estudios. A mi abuela Herminda Baez que es la mujer que día y noche me dio sus fuerzas para solucionar cualquier adversidad. A mis padres por su apoyo incondicional y sus buenos deseos. A mi esposa Stefani Betancur e hija Antonella Castro por ser la razón de luchar por mis sueños hasta cumplirlos. A mis amigos por las largas horas de trabajo, esfuerzos y buenos momentos. A los profesores que me enseñaron sobre la vida y la ingeniería y al ingeniero Jorge Mendoza que siempre está para escucharnos en momentos difíciles.

Jhon Castro

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	15
1.OBJETIVOS.....	18
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	18
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
2. MARCO DE REFERENCIA.....	19
3. METODOLOGÍA.....	30
3.1 OBTENCIÓN DEL MATERIAL.....	30
3.2 CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	30
3.2 CORTE DIRECTO PARA MUESTRAS SIN CORTE Y CON CORTE PREVIO.....	36
4. RESULTADOS.....	39
4.1 MUESTRAS SIN CORTE PREVIO.....	39
4.1.1 Corte directo con carga normal de 8 kg (27,88 kPa).....	39
4.1.2 Corte directo con carga normal de 16 kg (55.56 kPa).....	40
4.1.3 Corte directo con carga normal de 32 kg (111.52 kPa).....	41
4.1.4 Envolvente de falla.....	43
4.2 MUESTRAS CON CORTE PREVIO.....	44
4.2.1 Corte directo con carga normal de 8 kg (27.88 kPa.).....	44
4.2.2 Corte directo con carga normal de 16 kg (55.56 kPa.).....	45
4.2.3 Corte directo con carga normal de 32 kg (111.52 kPa).....	46
4.2.4 Envolvente de falla.....	47
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	49
5.1 CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	49
5.2 RESISTENCIA AL CORTE, COMPARATIVO ENTRE MUESTRAS SIN CORTE Y MUESTRAS PRE-CORTADAS.....	50

6. CONCLUSIONES55
BIBLIOGRAFÍA.....56
ANEXOS.....59

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. . Box coulvert de la vía abandonada en 1964 en el sector de la finca La Mayoría.	15
Figura 2. Falla en la vía Bucaramanga-Barrancabermeja, año 2010.....	16
Figura 3. Falla en la vía Bucaramanga-Barrancabermeja, año 2010.....	16
Figura 4. Localización del Coluvión.	17
Figura 5. Ubicación del sector Mata de Cacao.	17
Figura 6. Clasificación de los coluviones por la estructura de soporte.....	20
Figura 7. Cazuela de Casagrande.	22
Figura 8. Carta de plasticidad.	23
Figura 9. Resistencias pico y residual.....	27
Figura 10. Envolvente de falla.....	28
Figura 11. Porcentaje de la granulometría.	31
Figura 12. Limite líquido.....	34
Figura 13. Carta de plasticidad.	36
Figura 14. Máquina de Corte Directo.	37
Figura 15. Muestra una vez finalizado el ensayo de corte.	38
Figura 16. Muestra pre-cortada con pieza de nylon.....	38
Figura 17. Consolidación en las muestras sin corte previo con su respectiva carga axial.	39
Figura 18. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 27.88 kPa.....	40
Figura 19. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 55.56 kPa.....	41
Figura 20. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 111.52 kPa.....	42

Figura 21. Envolvente de falla para muestras sin corte previo	43
Figura 22. Consolidación en las muestras con corte previo con su respectiva carga axial.	44
Figura 23. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 27.88 kPa.....	45
Figura 24. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 55.56 kPa.....	46
Figura 25. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 111.52 kPa.....	47
Figura 26. Envolvente de falla para muestras con corte previo.	48
Figura 27. Carta de plasticidad.	49
Figura 28. Esfuerzo cortante vs Desplazamiento horizontal con carga axial de 27,88 kPa.....	52
Figura 29. Esfuerzo cortante vs Desplazamiento horizontal con carga axial de 55.56 kPa.....	52
Figura 30. Esfuerzo cortante vs Desplazamiento horizontal con carga axial de 111.52 kPa.....	53
Figura 31. Envolvente de falla.....	54

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Muestra inicial después del lavado. Fuente: Autores.	31
Tabla 2 Clasificación de suelo.	36
Tabla 3. Esfuerzos normales y cortantes.....	43
Tabla 4. Parámetros de resistencia al corte en muestras sin corte previo.....	43
Tabla 5. Esfuerzos normales y cortantes.....	47
Tabla 6. Parámetros de resistencia al corte en muestras con corte previo.....	48
Tabla 7. Valores geotécnicos de muestras sin corte previo y de muestras pre cortadas.	54
Tabla 8 Análisis de mallas de la muestra.....	59
Tabla 9 Porcentajes granulométricos. Fuente: Autores.	59
Tabla 10 Límite líquido.....	60
Tabla 11 Límite plástico.	60
Tabla 12 Humedades.....	62
Tabla 13 Esfuerzo cortante vs deformación.....	63
Tabla 14 Esfuerzo cortante vs deformación.....	64
Tabla 15 Esfuerzo cortante vs deformación.....	65
Tabla 16 Esfuerzos máximos.....	66
Tabla 17 Valores de resistencia.....	66
Tabla 18 Esfuerzo cortante vs deformación.....	67
Tabla 19 Esfuerzo cortante vs deformación.....	68
Tabla 20 Esfuerzo cortante vs deformación.....	69
Tabla 21 Esfuerzos máximos muestras pre cortadas.	70
Tabla 22 Valores resistencia muestras pre cortadas.	70

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A Granulometría	59
Anexo B Límites de Atterberg	60
Anexo C Corte Directo	62

RESUMEN

TÍTULO: CARACTERIZACION GEO MECÁNICA DE COLUVIONES DE LA VÍA BUCARAMANGA-BARRANCABERMEJA.*

AUTORES: JHON ANDERSON CASTRO CORONEL Y KIMBERLY GIULIANA TOVAR PALMA**

PALABRAS CLAVE: Coluvión, corte directo, pre-cortadas.

DESCRIPCIÓN:

Los coluviones presentes en la vía que conduce de Bucaramanga a Barrancabermeja han sido señalados apuntando a los problemas latentes de inestabilidad en el paso vial, ya que debido a su alto contenido de material fino y baja resistencia presentan comportamientos indeseables. A lo largo de la historia se han presentado múltiples deslizamientos y cierres en esta vía que marcaron durante décadas la problemática. Este es un claro ejemplo de que pese a que la presencia de coluviones en los suelos tropicales forma una parte importante de la zona andina y estudiarlos puede brindar ventajas importantes en la prevención de desastres, la información acerca de ellos es medianamente escasa, por lo que el presente documento expone las propiedades granulométricas, clasificación y los parámetros de resistencia de una muestra extraída del coluvión presente sobre esta vía en Mata de Cacao, obtenidas mediante las normas planteadas por el Instituto Nacional de Vías, "INVIAS", para los ensayos de tamizado por mallas, límites de Atterberg (Límite líquido y límite plástico) y corte directo. La resistencia al corte se ha determinado para muestras en condiciones de post-falla, o pre cortadas, debido a que el suelo estudiado ha sido sometido a deslizamientos y derrumbes, afectando su resistencia, pudiendo ésta ser considerada como su resistencia residual y muestras en condiciones normales, como estimativo en la disminución de la resistencia del suelo. La cantidad de muestras caracterizadas se limitan a la capacidad y disposición del laboratorio, por lo cual podrían presentarse inexactitudes que pueden ser corregidas ampliando el número de muestras estudiadas.

* Proyecto de grado

** Facultad de ingenierías fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Vladimir Ernesto Merchan Jaimes

ABSTRACT

TITLE: GEO MECHANICAL CHARACTERIZATION OF COLLUVIUM OF THE BUCARAMANGA-BARRANCABERMEJA ROAD.*

AUTHOR: JHON ANDERSON CASTRO CORONEL AND KIMBERLY GIULIANA TOVAR PALMA**

KEYWORDS: Coluvion, direct shear, pre-cut.

DESCRIPTION:

The colluvium present in the road that leads from Bucaramanga to Barrancabermeja have been indicated by pointing to the latent problems of instability in the roadway, since due to their high content of fine material and low resistance they present undesirable behaviors. Throughout history there have been multiple landslides and closures in this road that marked the problem for decades. This is a clear example that although the presence of colluvium in tropical soils forms an important part of the Andean zone and studying them can provide important advantages in disaster prevention, information about them is moderately scarce, so This document presents the granulometric properties, classification and resistance parameters of a sample extracted from the colluvium present on this road in Mata de Cacao, obtained through the standards proposed by the National Institute of Roads, "INVIAS", for sieving tests by meshes, limits of Atterberg (Liquid limit and plastic limit) and direct cut. The resistance to the cut has been determined for samples in post-fault conditions, or pre-cut, because the soil studied has been subjected to landslides and landslides, affecting its resistance, which can be considered as its residual resistance and samples in conditions normal, as an estimate in the decrease of soil resistance. The quantity of samples characterized is limited to the capacity and disposition of the laboratory, for which inaccuracies could be presented that can be corrected by expanding the number of samples studied. The number of samples is characterized by being limited to the capacity and disposition of the laboratory, therefore, inaccuracies could be presented that can be corrected by expanding the number of samples studied.

* Proyecto de grado

** Facultad de ingenierías fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Vladimir Ernesto Merchan Jaimes

INTRODUCCIÓN

La vía de Bucaramanga a Barrancabermeja empezó su construcción en el año 1957, desde entonces han ocurrido diversas fallas, generando de menor a mayor impacto, siempre siendo solventadas mediante soluciones provisionales, que han requerido para su mantenimiento inversiones gigantescas sin resultados totalmente exitosos. Una de las fallas más críticas de esta vía ocurrió en el año 2010, en el coluvión La Leona- La Renta, que involucró 50'000.000 m³ de material removido¹.

Figura 1. . Box coulvert de la vía abandonada en 1964 en el sector de la finca La Mayoría.



Fuente: SUAREZ DIAZ Jaime La historia de la via Bucaramanga – Barrancabermeja,

¹ SUAREZ DIAZ J., La historia de la via Bucaramanga - Barrancabermeja. 2014

Figura 2. Falla en la vía Bucaramanga-Barrancabermeja, año 2010.



Fuente: SUAREZ DIAZ Jaime La historia de la vía Bucaramanga – Barrancabermeja,

Figura 3. Falla en la vía Bucaramanga-Barrancabermeja, año 2010.



Fuente: SUAREZ DIAZ Jaime La historia de la vía Bucaramanga – Barrancabermeja,

Toda esta problemática que ha afectado de diferentes maneras a la población aledaña a la vía y generado grandes pérdidas de dinero se adjudica principalmente a la presencia de coluviones, que por su baja resistencia se consideran un peligro natural inminente, representando una gran amenaza para la vida y bienes de cualquier población. En estas formaciones ocurren derrumbes, deslizamientos y movimientos complejos día a día.

En ocasiones los deslizamientos de coluviones pueden exceder velocidades de tres metros por segundo y se les clasifica como avalanchas. Los deslizamientos de coluviones también pueden clasificarse como flujos de lodo o torrentes de residuos. Estos materiales no han sido ampliamente estudiados, aunque son de gran interés en la prevención de desastres, en este documento se evidencian los resultados obtenidos correspondientes a los parámetros geotécnicos de una muestra extraída del coluvión ubicado en Mata de Cacao, observando el comportamiento en términos de resistencia de muestras en condiciones post-falla en relación a muestras sin corte previo.

Figura 4. Localización del Coluvión.



Fuente: Registro de Google Maps.

Figura 5. Ubicación del sector Mata de Cacao.



Fuente: Registro de Google Maps.

1.OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Obtener los parámetros necesarios para clasificar el tipo de suelo presente en la matriz del coluvión y observar sus parámetros de resistencia para un ensayo de corte directo aplicado a un conjunto de muestras limitadas.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer la envolvente de resistencia saturada del material con los resultados obtenidos del ensayo de corte directo.
- Determinar la envolvente de resistencia en condiciones post-falla, en muestras pre-cortadas.

2. MARCO DE REFERENCIA

Coluvión: Depósitos de suelo compuestos de un manto superficial que se ha acumulado hacia la base de un talud con pendiente moderada como resultado del transporte por gravedad y flujo no canalizado,² son heterogéneos, sueltos y en ocasiones presentan bloques angulosos. En ellos se estimula la infiltración y el paso del agua a través de su estructura; estos depósitos están conformados por limos, arcillas, arenas mal gradadas, gravas o bloques. Son depósitos gravitacionales y se generan a partir de los movimientos en masa.³

Es muy frecuente que los coluviones generen deslizamientos en las vías al ser cortados por ellas, o que el alineamiento de la vía pase sobre un coluvión en movimiento. Pueden variar en composición desde un conglomerado de bloques sin matriz, hasta una masa de material fino o con solo algunos bloques. Existen coluviones secos de carácter friccionante y saturados, arcillosos.

Las fallas en los coluviones generalmente presentan dos etapas; en la primera etapa se produce un deslizamiento rotacional o translacional, y en la segunda etapa se produce un flujo de la masa removida. En ocasiones los deslizamientos de coluviones pueden exceder velocidades de tres metros por segundo y se les clasifica como avalanchas. (Varnes, 1978)

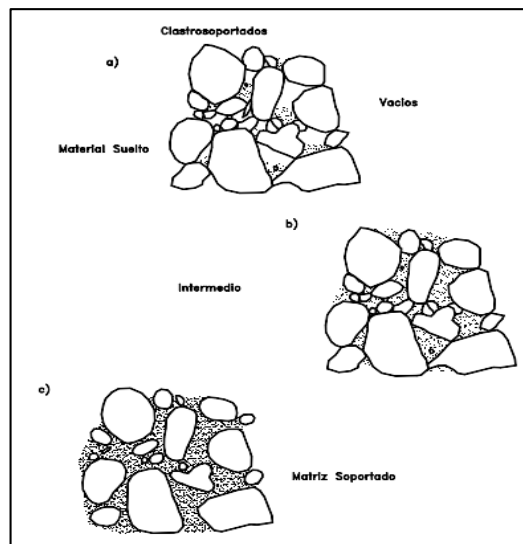
La estabilidad en los coluviones puede verse afectada por una serie de factores que incluyen su gradación y densidad, ya que esta varía de forma aleatoria a medida que cambia su profundidad; su estructura de soporte, siendo más estables los

² TIEMPO C., "No hay quien ponga la cara en Isagén por vía Bucaramanga- Barranca", El Tiempo, 2018. [Online]. Available: <https://www.eltiempo.com/colombia/otras-ciudades/sancion-a-isagen-por-danos-en-via-bucaramanga-barrancabermeja-204170>. [Accessed: 11- Jul- 2018].

³ MILLAR S., "Colluvial Deposit", Encyclopedia of Planetary Landforms, pp. 1-10, 2014

clasto-soportados que los matriz soportados; el contenido de arcilla ya que con altos contenidos de arcilla los coluviones son más susceptibles al flujo de lodos y la licuefacción sísmica; la permeabilidad, mientras más permeable sea el coluvión menos propenso será a la licuefacción y su deslizamiento será mucho más lento; entre otros. ⁴

Figura 6. Clasificación de los coluviones por la estructura de soporte



Fuente: SUAREZ DIAZ J., Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre Erosion y Deslizamientos, 1998

Distribución granulométrica: Corresponde a la división de un suelo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que le sigue correlativamente. ⁵

⁴ DUQUE ESCOBAR G. and ESCOBAR POTES C., Geomécanica para ingenieros. Manizales: Universidad Nacional de Colombia, 2016, p. 21-25

⁵ SUAREZ DIAZ J., Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre Erosion y Deslizamientos, 1998

Para clasificar apropiadamente un suelo, se debe conocer su distribución granulométrica. Para identificar la distribución granulométrica se puede efectuar un análisis granulométrico con mallas, tomando una cantidad medida de suelo seco bien pulverizado y haciéndolo pasar a través de un apilo de mallas con aberturas cada vez más pequeñas que dispone de una charola en su parte inferior. Se mide la cantidad de suelo retenido en cada malla y se determina el porcentaje acumulado del suelo que pasa a través de cada una. ⁶ En Colombia la norma establecida para realizar este procedimiento corresponde a la I.N.V. E – 213 – 07.

Límites de Atterberg: En 1900, Albert Mauritz Atterberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad; sobre una base arbitraria. Dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido.

El contenido de humedad en el punto de transición del estado semisólido al estado plástico es el límite plástico, y del estado plástico al estado líquido es el límite líquido. Estos límites son también conocidos como límites de Atterberg.

El índice de plasticidad (PI) es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo.

Para la realización de este documento se hallaron estos parámetros según las normas colombianas, INV E-126-07 (límite plástico) e INV E-125-07 (límite líquido). De forma internacional el procedimiento para la prueba de límite plástico se da en la norma ASTM, Designación ASTM D-4318. ⁷

⁶ RICO RODRÍGUEZ A. and CASTILLO H., La ingeniería de suelos en las vías terrestres. México: Limusa, 1978, p. 24

⁷ DAS B. and SIVAKUGAN, Principles of foundation engineering, 7 ed. Boston, MA: Cengage, 2018, pp. 15-16

Figura 7. Cazuela de Casagrande.



Fuente: APARATO Manual motorizado dispositivo del límite líquido {En línea] disponible en: <http://civiltest-aparato.com/manual-motorizado-dispositivo-de-limite-liquido/>.

Sistema clasificación suelos USCS El Sistema unificado de clasificación de suelos (Unified Soil Classification System) fue propuesto en 1948 por A. Casagrande y fue adoptado por el United States Bureau of Reclamation y el US Army Corps of Engineers.

Clasifica los suelos en dos grandes categorías:

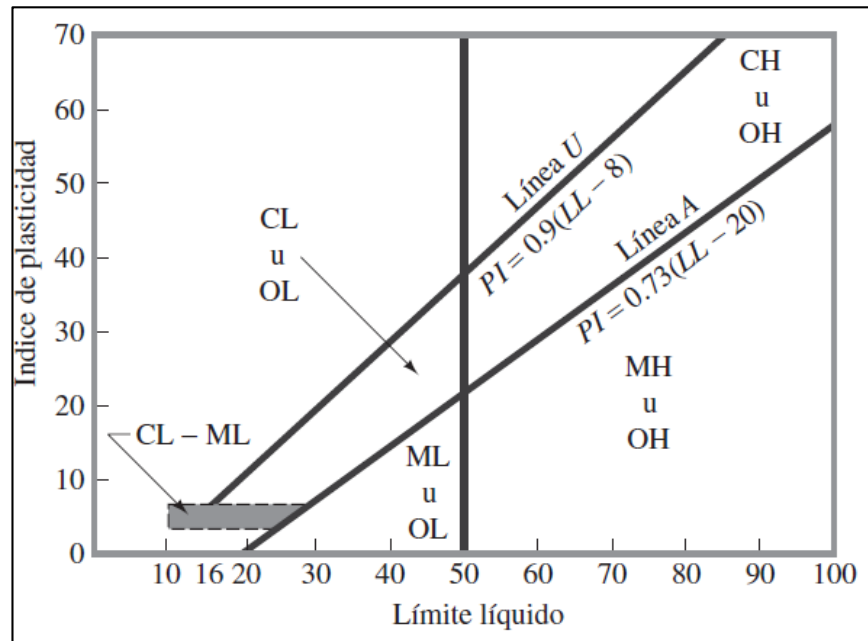
1. Suelos de grano grueso que son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de G o S. G es para el suelo de grava o grava, y S para la arena o suelo arenoso.
2. Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de M, que es sinónimo de limo inorgánico, C para la arcilla inorgánica y O para limos orgánicos y arcillas. El símbolo Pt se utiliza para la turba, lodo y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos que también se utilizan para la clasificación son:

- W: bien clasificado
- P: mal clasificado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor de 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor de 50)

Los criterios para la asignación de símbolos de grupo se pueden observar en el ANEXO A.

Figura 8. Carta de plasticidad.



Fuente: DAS, Braja, Fundamentos de ingeniería geotécnica.

Para la clasificación adecuada de acuerdo con este sistema, una parte o toda la siguiente información debe conocerse:

1. Porcentaje de grava, esto es, la fracción que pasa el tamiz de 76.2 mm y retenida en el tamiz núm. 4 (4.75 mm de apertura).

2. El porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa el tamiz núm. 4 (4.75 mm de apertura) y es retenida en el tamiz núm. 200 (0.075 mm de apertura).
3. El porcentaje de limo y arcilla, esto es, la fracción más fina que el tamiz núm. 200 (0.075mm de abertura).
4. El coeficiente de uniformidad (Cu) y el coeficiente de gradación (Cc)
5. El límite líquido y el índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa el tamiz núm. 40.

Los símbolos de los grupos de los suelos de grava de grano grueso son GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM y GP-GC.

Del mismo modo, los símbolos de los grupos de suelos de grano fino son CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML y Pt.

Adicionalmente en un suelo dado:

- Fracción fina: % que pasa el tamiz núm. 200
- Fracción gruesa: % retenido en el tamiz núm.200
- Fracción grava: % retenido en el tamiz núm.4
- Fracción arena: (% retenido en el tamiz núm. 200) – (% retenido en el tamiz núm. 4)

Resistencia al corte La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' \text{ (Para suelos saturados)}$$

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' + (\mu - \mu_a) \tan \phi'' \text{ (para suelos parcialmente saturados)}$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión o cementación efectiva

σ = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

μ_a = Presión del aire intersticial

ϕ' = Ángulo de fricción interna del material

ϕ'' = Ángulo de fricción del material no saturado.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros, ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo.

La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor u está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva σ' .

$$\sigma' \text{ (Presión efectiva)} = \sigma - \mu$$

ϕ' = Ángulo de fricción para presiones efectivas.

c' = Cohesión para presiones efectivas.

Ángulo de Fricción El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

Coeficiente de rozamiento = $\tan \varphi$

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

- a. Tamaño de los granos
- b. Forma de los granos
- c. Distribución de los tamaños de granos
- d. Densidad

Cohesión La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, en suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.

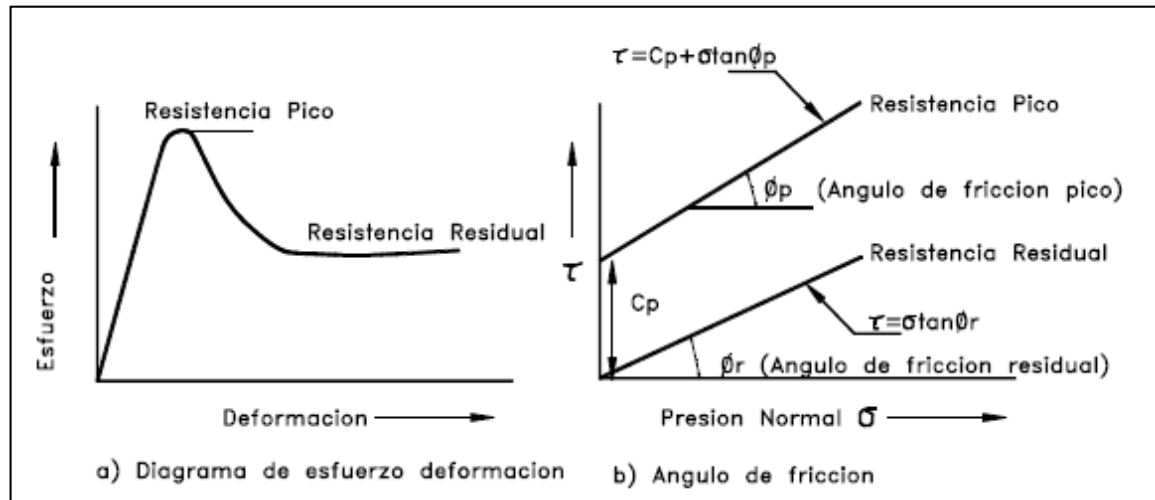
Resistencia máxima o resistencia pico Es la resistencia al corte máximo que posee el material que no ha sido fallado previamente, la cual corresponde al punto más alto en la curva esfuerzo - deformación.

Resistencia residual Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla

Skempton (1964) observó que, en arcillas sobre consolidadas, la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de la resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual.

Otro factor que determina las diferencias entre la resistencia pico y residual es la sensibilidad, la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por el remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

Figura 9. Resistencias pico y residual.



Fuente: SUAREZ DIAZ, J. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. 1st ed. 1998

Envolvente de Falla El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado.

Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir. La envolvente de falla Mohr - Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma:

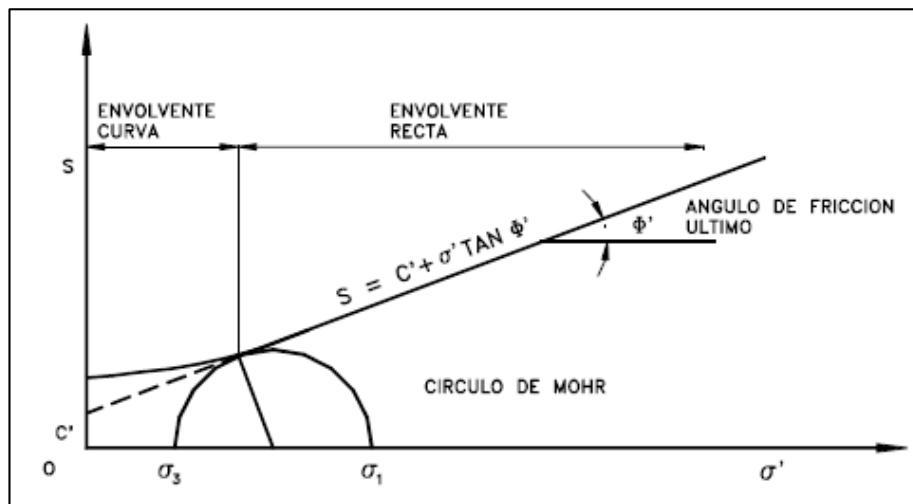
$$s = A(\sigma')^b$$

Donde:

s = Resistencia al cortante σ' = Esfuerzo normal efectivo A y b = Constantes

En la práctica normal de Ingeniería, generalmente, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos, en el cual: $s = c' + \sigma' \tan \phi'$

Figura 10. Envolvente de falla.



Fuente: SUAREZ DIAZ, J. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. 1st ed. 1998

Donde:

c' = Intercepto del eje de resistencia (cohesión) y

ϕ' = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

En la mayoría de los suelos, la envolvente de falla para niveles de esfuerzos pequeños no es recta sino curva, sin embargo, los ensayos normales de resistencia al cortante no se realizan con suficientes puntos para determinar las características de la curva en el rango de esfuerzos bajos. Hawkins (1996) indica que es

recomendable presentar los ángulos de fricción como una función de las presiones normales.

$$\varphi' = f(\sigma')$$

Y

φ' (ultimo) = pendiente de la parte recta de la envolvente. ⁸

⁸ SUAREZ DIAZ J., Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre Erosion y Deslizamientos, 1998, pp. 81-86

3. METODOLOGÍA

Se plantea una metodología dividida en tres fases con el fin de aprovechar tiempos y recursos en la hora de realizar dicho proyecto.

3.1 OBTENCIÓN DEL MATERIAL

Se procede a la toma de muestras en la vía Bucaramanga-Barrancabermeja en un punto donde el coluvión a extraer tenga un fácil acceso en términos de costos; el sector de Mata de Cacao presenta buenas condiciones ya que se encuentra al borde de la vía y se puede ver claramente el desastre que ha provocado en los últimos años. Por la composición y manejabilidad del material, la extracción fue del tipo excavación manual y alterada; teniendo en cuenta que es representativo para ensayos de laboratorio en términos de clasificación y resistencia al corte; además conserva su composición mineralógica.⁹

3.2 CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Se realizó el ensayo granulométrico y límites de Atterberg para la clasificación del suelo con las normas INV-E-123 y INV-E-125-126 del instituto nacional de vías.

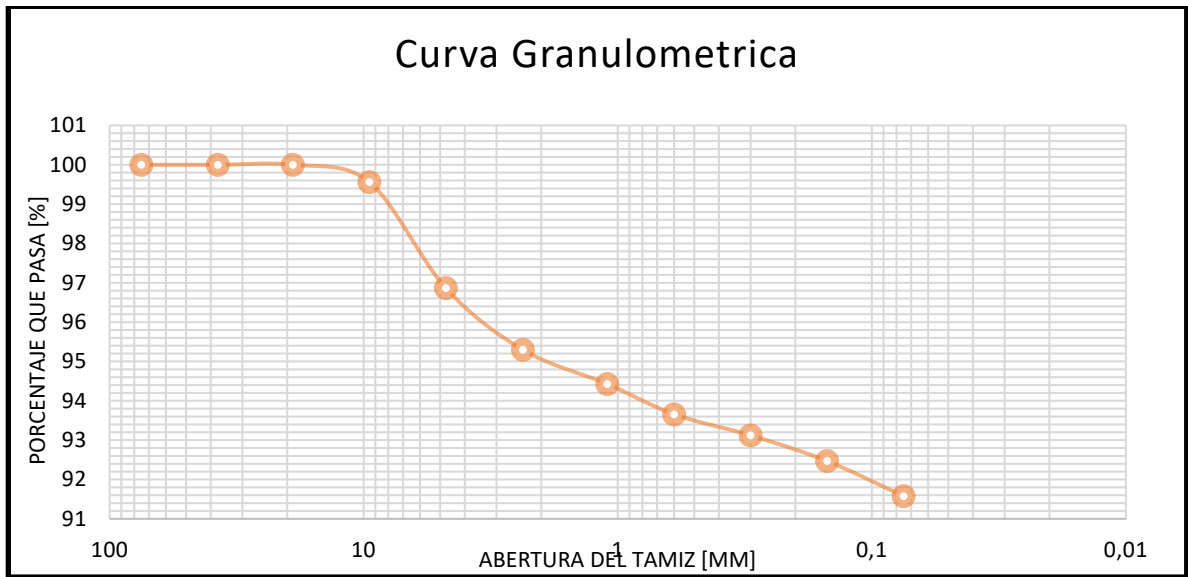
- **Granulometría INV-E-123.** Se preparó la muestra tomando una cantidad para hacer un lavado en el Tamiz #200 y posteriormente llevado al horno para el secado de la muestra a tamizar.

⁹ CRUZ L., Exploración y muestreo del suelo. Universidad del Cauca

Tabla 1. Muestra inicial después del lavado. Fuente: Autores.

Peso inicial de la muestra (gr)	750,2
Peso muestra lavada y secada al horno (gr)	74,6
Fondo tamiz #200 (gr)	675,6

Figura 11. Porcentaje de la granulometría.



Posterior al cálculo de los porcentajes pasantes de cada tamiz se puede deducir que el tipo de suelo es fino por lo tanto se procede hacer límites de Atterberg ya que según Suarez (1998), si el porcentaje que pasa el tamiz no. 200 es superior al 50%, se evalúan IP y LL; al tener más del 90% de suelo pasando el tamiz #200 se nos indica la evaluación del límite líquido y límite plástico para obtener el índice de plasticidad.

- **Límite líquido INV-E-125.** Para la preparación de la muestra se toma 500 gramos que pasen el tamiz de 0.425mm (No.40) ya que esta cantidad es suficiente para el desarrollo de dicho ensayo, para el límite líquido primero se inspecciona el aparato teniendo en cuenta que el pin que conecta la cazuela

no esté gastado; que tenga juego lateral; los tornillos que conectan la cazuela al soporte se encuentren ajustados; y que el aparato en si no este desgastado por el uso excesivo.

Se coloca la muestra en la vasija de evaporación y se mezcla completamente con 15 a 20 ml de agua destilada, agitando y amasando con una espátula de forma alternada, se adiciona de 1 a 3 ml con el fin de tener una pasta uniforme de consistencia dura, se colocó una cantidad de la mezcla en la cazuela y con la espátula se extiende para nivelar dejando una profundidad de 10mm. Se dividió el suelo con el ranurador a lo largo del diámetro de la cazuela y través de la línea central, la norma permite hacer hasta 6 pasadas; teniendo en cuenta que con cada pasada el ranurador debe penetrar un poco más profundo, hasta que la última pasada limpie el fondo de la cazuela.

Se procede a levantar y golpear la cazuela girando la manija, a una velocidad promedio de dos revoluciones por segundo, hasta que las dos mitades se pongan en contacto en el fondo de la ranura a lo largo de una distancia según la norma de 13mm (0.5"). Se anota en la hoja de cálculo el número de golpes que se obtuvieron hasta que la ranura de la pasta de suelo se haya cerrado, se toma una porción del suelo, aproximadamente del ancho de la espátula; se toma de donde se hizo la ranura y en manera perpendicular de la misma y se deposita en un recipiente, se pesa y se toma el valor, se coloca la muestra en el horno durante 45 min hasta obtener una masa constante y se vuelve a pesar anotando la masa, así como la pérdida de masa debida al secamiento, se repitió el procedimiento con tres ensayos más agregando agua suficiente para tener una mayor fluidez y obteniendo resultados en los rangos descritos por la norma INV E-125.

P

ara el cálculo de contenido de humedad del suelo, expresado como porcentaje se toma la fórmula de la norma:

$$\text{Cont. de humedad} = \frac{\text{Masa del agua} * 100}{\text{Masa del suelo seco}}$$

$$\text{Cont. de humedad} = \frac{6.3g}{18.9g} * 100$$

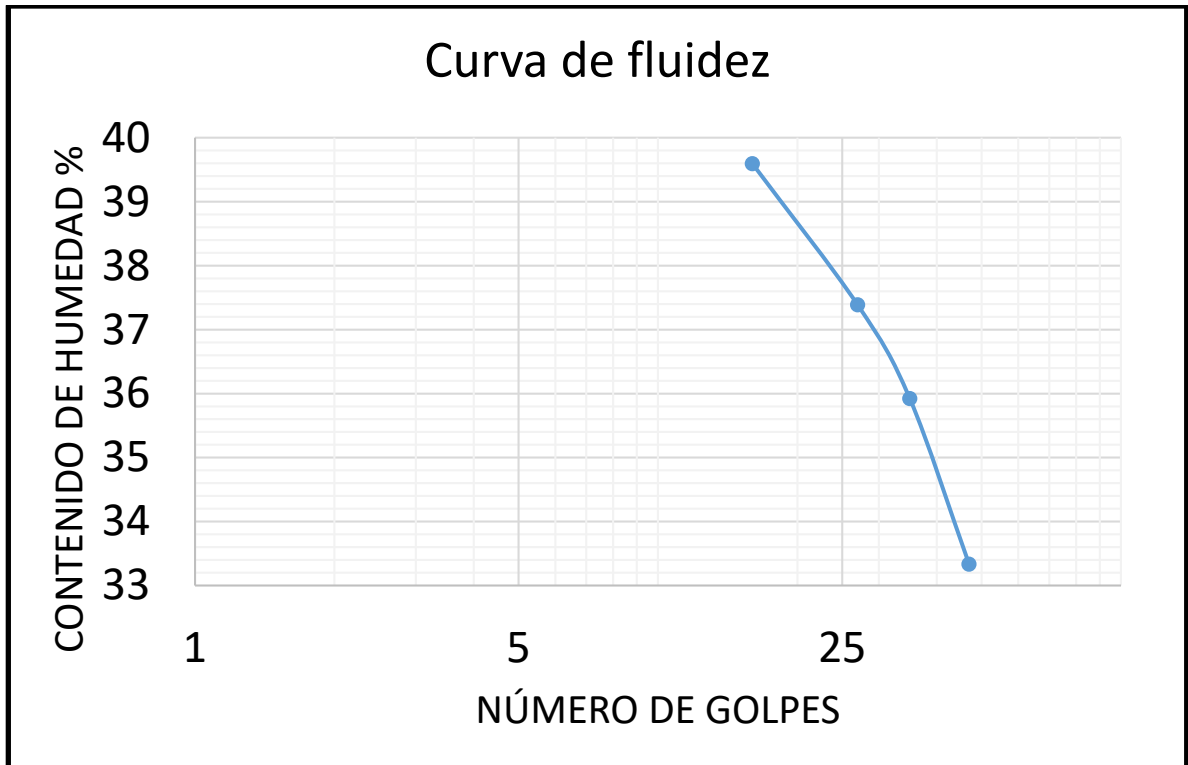
$$\text{Contenido de humedad} = 33.33\%$$

Los resultados se pueden apreciar en el Anexo C.

La curva de fluidez, que representa la relación entre el contenido de humedad y número de golpes de la cazuela, se hizo en un gráfico con el contenido de humedad como abscisa en escala aritmética y el número de golpes como ordenada en escala logarítmica, el límite líquido se toma como la intersección del contenido de humedad y la ordenada de 25 golpes. ¹⁰

¹⁰ INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, Normas de ensayos de materiales para carreteras, Determinación del límite líquido de los suelos, Colombia, 19 de Julio 2013, Sección 100-Suelos, INV-E-125

Figura 12. Limite líquido.



Según INV-E-125 el limite liquido es el valor aproximado al número entero más cercano dando así:

$$LL = 38\%$$

- **Límite plástico e índice de plasticidad de suelos INV-E-126.** Para la preparación de la muestra se toma aproximadamente 20g que pase por el tamiz (No 40). Se amasa con agua destilada en la vasija de evaporación hasta que se forme una esfera con la masa del suelo, se tomó aproximadamente 6-8 gramos de la esfera para el ensayo tomando de esta una porción de 1.5 a 2.0 g de la masa, se forma una masa elipsoidal y utilizando el método de moldeo de rollos manual se procede a poner la masa en una hoja de papel sobre la superficie horizontal y se rueda aplicando la presión necesaria para la formación de un rollo de diámetro 3 mm; luego dividiendo en 6 partes, se

juntan nuevamente con la ayuda de los dedos y formando una masa elipsoidal, se repite el procedimiento hasta que el rollo se desborne, se unen las porciones del suelo y se coloca en una tara; se repite el procedimiento hasta completar la muestra de 6-8 gramos que inicialmente fue tomada de la esfera, luego se pesa la muestra con el peso de la tara y es llevado al horno por 45 min hasta tener una masa constante y se vuelve a pesar anotando la masa, se calcula el limite plástico descrito por la norma de la siguiente manera:

$$L.P = \frac{\text{Masa del agua}}{\text{Masa del suelo seco}} * 100$$

$$L.P = \frac{3,1 \text{ g}}{15,3 \text{ g}} * 100 = 20,26\%$$

Resultados en el ANEXO C.

El limite plástico se tomó como el promedio de los dos ensayos realizados.

$$L.P = \frac{20,26 + 22,96}{2} = 21,61\% \approx 22\%$$

El índice de plasticidad (IP) es la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico.

$$IP\% = L.L - L.P$$

$$IP\% = 38 - 22 = 16\%$$

Una vez teniendo el índice de plasticidad y el limite liquido se clasifica el suelo en la carta de plasticidad (Casagrande, 1932).

Figura 13. Carta de plasticidad.

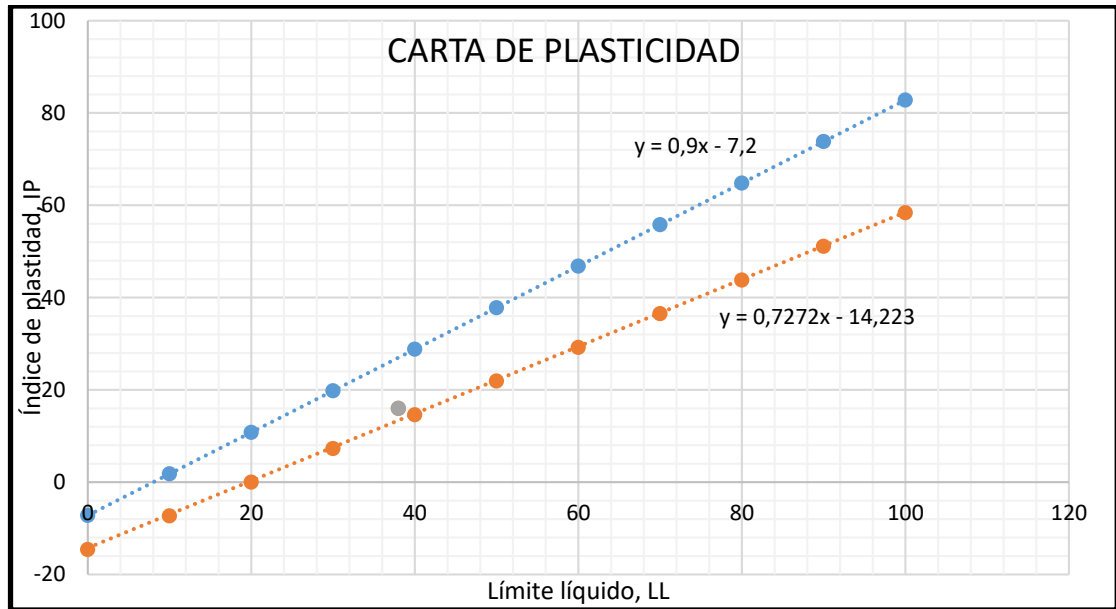


Tabla 2 Clasificación de suelo.

Granulometría	% Gravas	3,13
	% Arenas	5,29
	% Finos	91,58
Límites de Atterberg	% L.L	38
	% L.P	22
	% I.P	16
Clasificación del suelo	CL	

3.2 CORTE DIRECTO PARA MUESTRAS SIN CORTE Y CON CORTE PREVIO

Para la realización del ensayo se toma una cantidad de muestra de aproximadamente 700 gr para los dos ensayos de corte directo sin previo corte y pre cortadas, la muestra es tamizada por el tamiz N° 4.

Antes de preparar la muestra para los anillos del corte directo se toma una porción para hallar la humedad que contiene a la hora de realizar el ensayo y se adiciona el agua necesaria para llegar a la humedad optima cercana al límite plástico, mezclando hasta distribuir el agua en toda la muestra, se prepara el anillo de diámetro de 6cm, altura de 2,3 cm, área de 0.0028m² y volumen de 65.3 cm³ con tres capas teniendo cuidado de no someterlo a esfuerzos de compactación, luego se lleva a la caja de corte directo, según el montaje que indica la norma y se llena el depósito de agua hasta un nivel por encima de la muestra permitiendo la consolidación con una carga normal aplicada en el primer anillo de 8kg durante un lapso de dos horas, antes de proceder a la realización del corte se hace la toma de datos de desplazamiento vertical.

El corte se realiza con una tasa de desplazamiento inferior a 1mm/min, permitiendo el drenaje, se realiza el ensayo de corte, registrando las variaciones del esfuerzo cortante cada 0.25mm.

Figura 14. Máquina de Corte Directo.



Una vez la muestra ha fallado, se lleva al horno durante 24 horas, con el fin de obtener el contenido de humedad.

El mismo procedimiento se aplica a los dos anillos que posteriormente se ensayan con cargas normales de 16kg y 32kg.

Figura 15. Muestra una vez finalizado el ensayo de corte.



Para la fase de las muestras pre cortadas se realiza el mismo procedimiento descrito anteriormente con la salvedad de que posterior a la consolidación se corta la muestra dentro de la caja de corte con una pieza de nylon y se procede al ensayo.

Figura 16. Muestra pre-cortada con pieza de nylon.

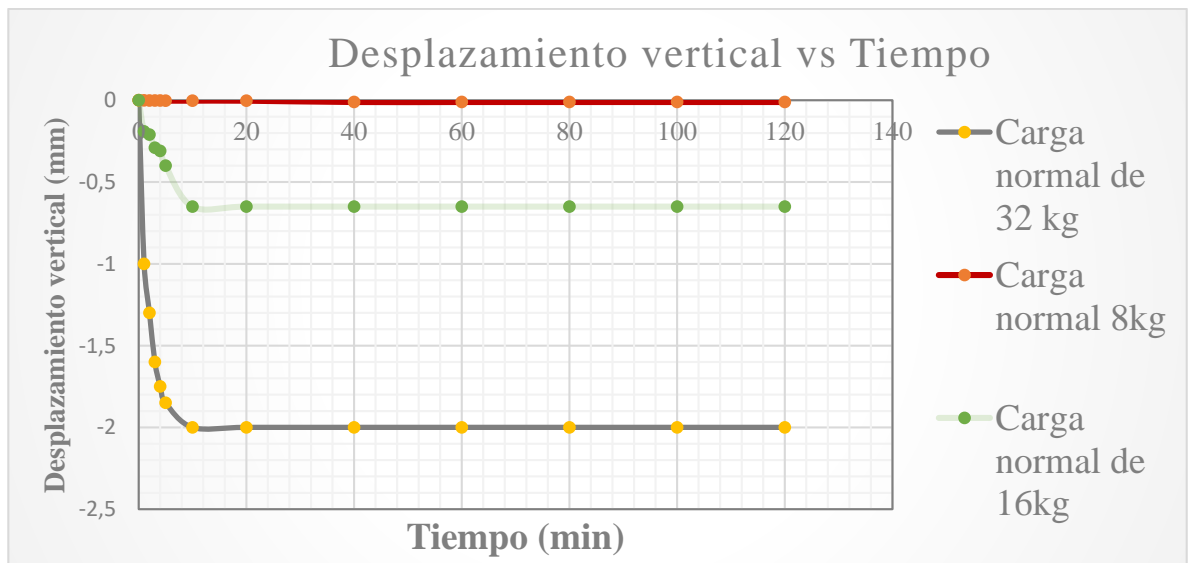


4. RESULTADOS

4.1 MUESTRAS SIN CORTE PREVIO

- Fase de consolidación

Figura 17. Consolidación en las muestras sin corte previo con su respectiva carga axial.



4.1.1 Corte directo con carga normal de 8 kg (27,88 kPa)

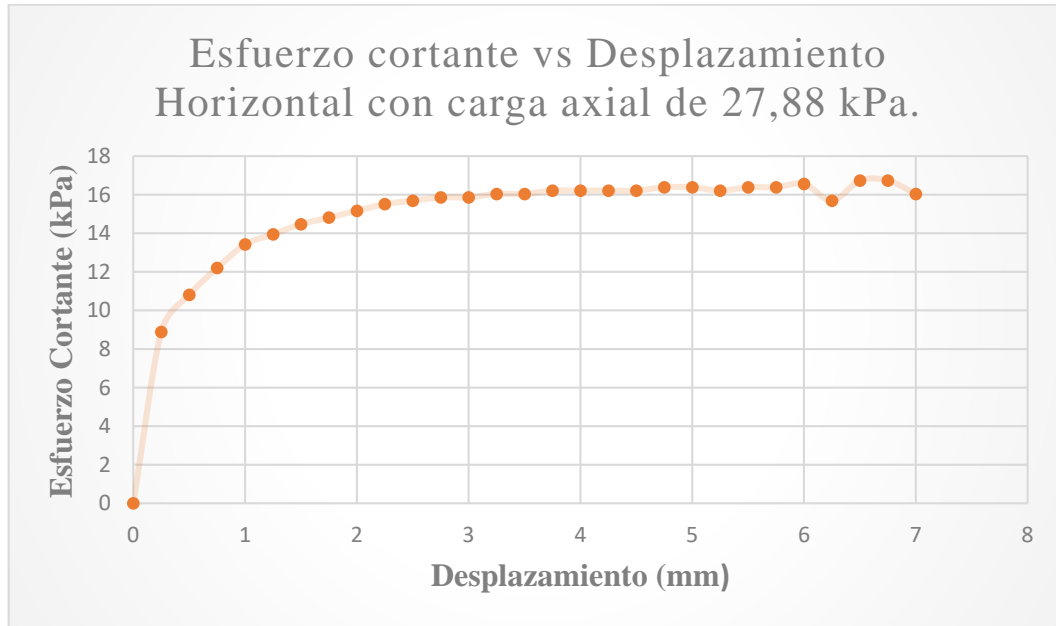
- Datos iniciales

Humedad: 23%

Peso unitario: $1800,91 \frac{Kg}{m^3}$

Resultados obtenidos en el ensayo de corte directo.

Figura 18. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 27.88 kPa.



El cortante máximo obtenido en esta muestra corresponde a **16,72 kPa**.

Características del suelo después del corte directo

- Humedad: 23,17%
- Peso unitario: $1862,17 \frac{Kg}{m^3}$

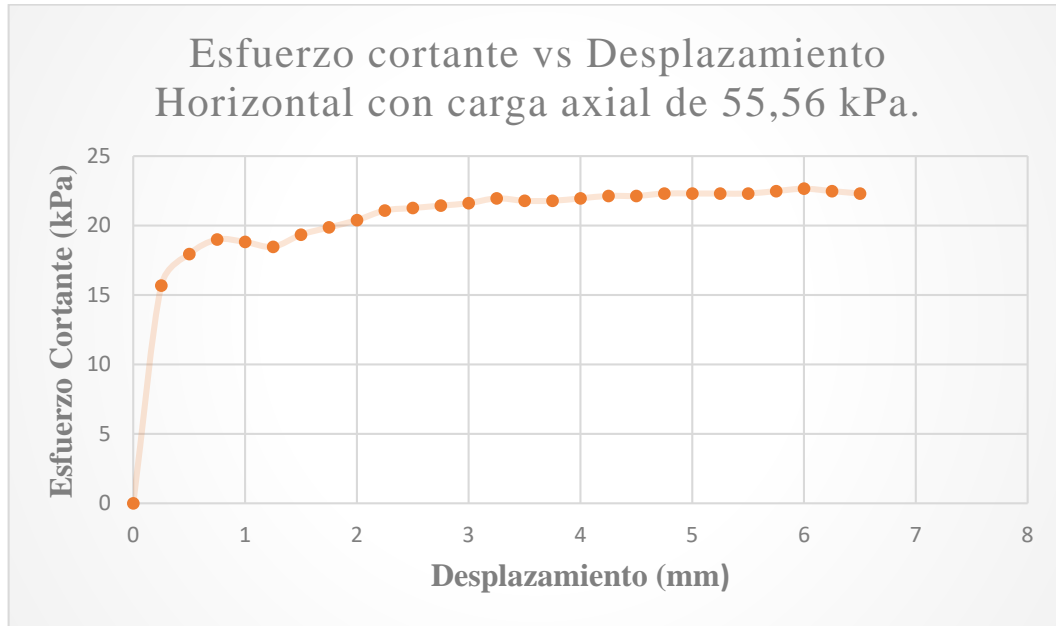
4.1.2 Corte directo con carga normal de 16 kg (55.56 kPa)

Datos iniciales

- Humedad: 23%
- Peso unitario: $1833,07 \frac{Kg}{m^3}$

Resultados obtenidos en el ensayo de corte directo.

Figura 19. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 55.56 kPa.



El cortante máximo obtenido en esta muestra corresponde a **22,66 kPa**.

Características del suelo después del corte directo

- Humedad: 24,76%
- Peso unitario: $1862,17 \frac{Kg}{m^3}$

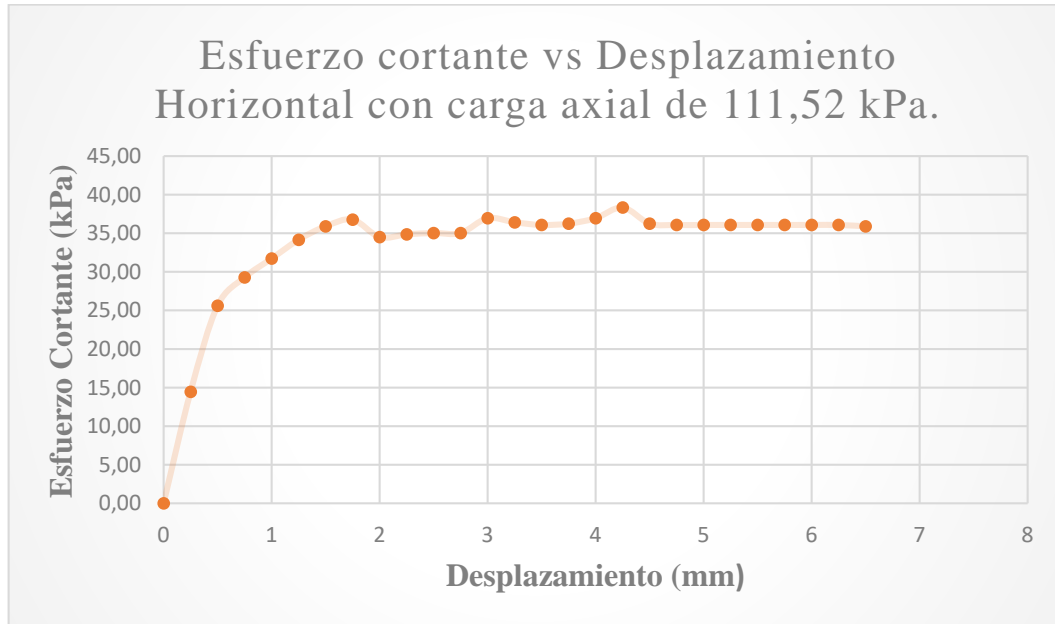
4.1.3 Corte directo con carga normal de 32 kg (111.52 kPa)

Datos iniciales

- Humedad: 23%
- Peso unitario: $1817,76 \frac{Kg}{m^3}$

Resultados obtenidos en el ensayo de corte directo.

Figura 20. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 111.52 kPa.



El cortante máximo obtenido en esta muestra corresponde a **38,34 kPa**.

Características del suelo después del corte directo

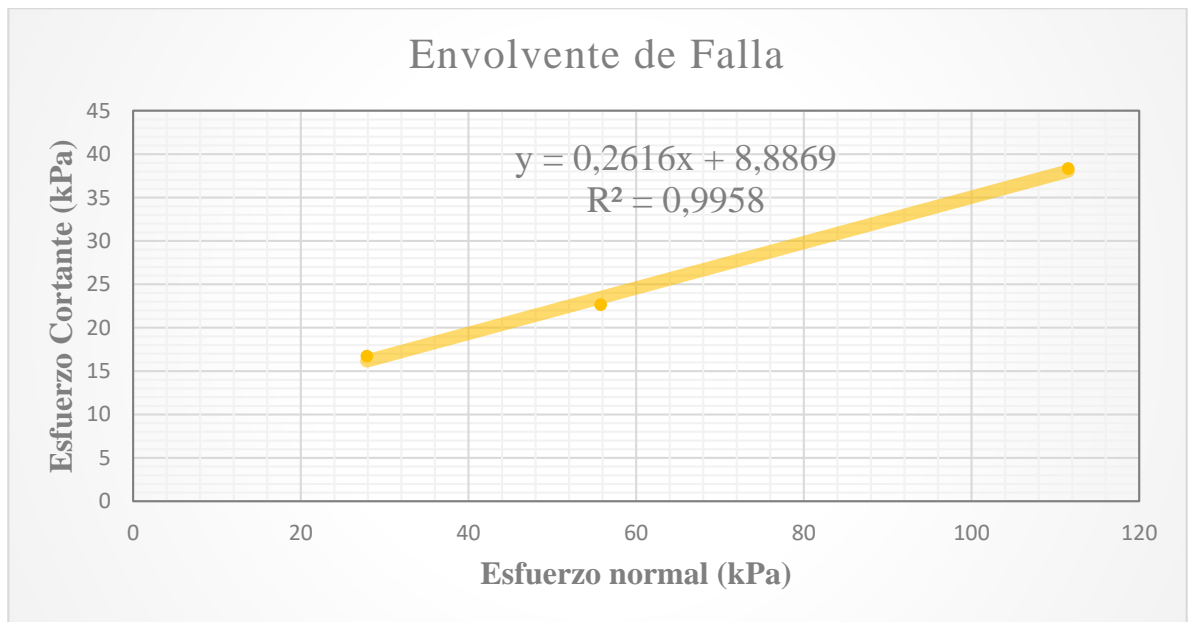
- Humedad: 23,15%
- Peso unitario: $1817,76 \frac{Kg}{m^3}$

4.1.4 Envoltente de falla

Tabla 3. Esfuerzos normales y cortantes

Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)
27,88	16,73
55,76	22,65
111,52	38,34

Figura 21. Envoltente de falla para muestras sin corte previo



Ecuación de la envoltente

$$y = 0,2616x + 8,8869$$

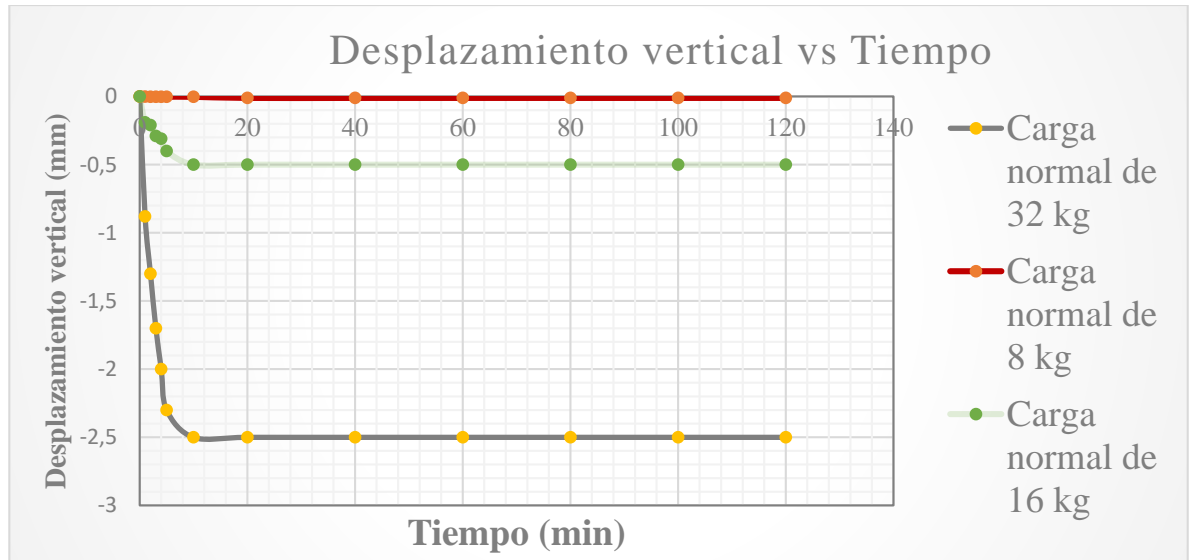
Tabla 4. Parámetros de resistencia al corte en muestras sin corte previo.

φ	C' (kPa)
15°	8,89

4.2 MUESTRAS CON CORTE PREVIO

- Fase de consolidación

Figura 22. Consolidación en las muestras con corte previo con su respectiva carga axial.



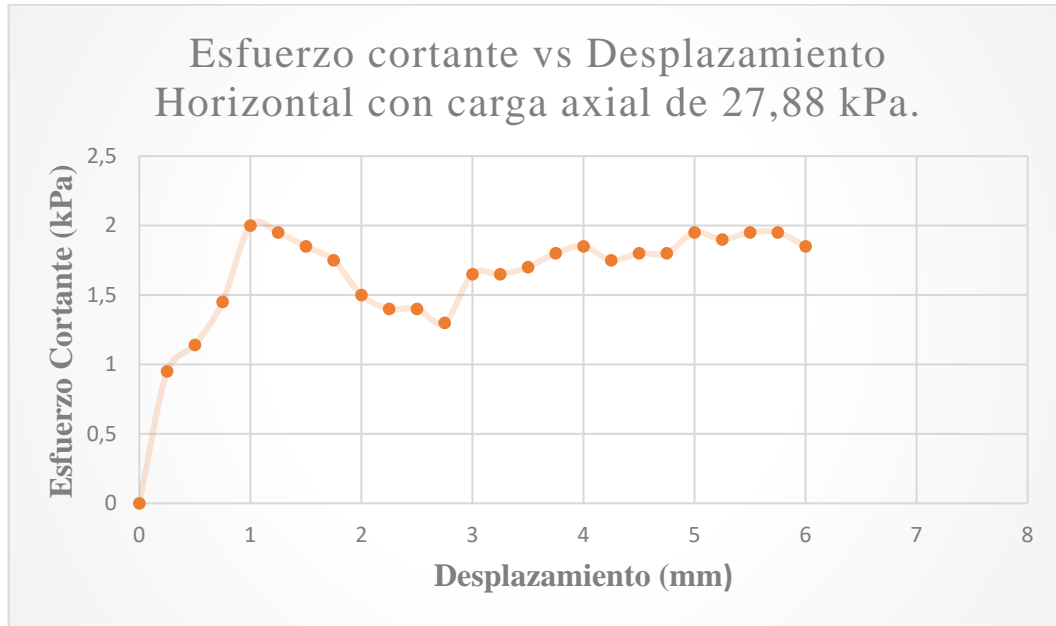
4.2.1 Corte directo con carga normal de 8 kg (27.88 kPa.)

Datos iniciales

- Humedad: 23%
- Peso unitario: $1928,02 \frac{Kg}{m^3}$

Resultados obtenidos en el ensayo de corte directo.

Figura 23. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 27.88 kPa.



El cortante máximo obtenido en esta muestra corresponde a **6,97 kPa**.

Características del suelo después del corte directo

- Humedad: 26,14%
- Peso unitario: $1970,90 \frac{Kg}{m^3}$

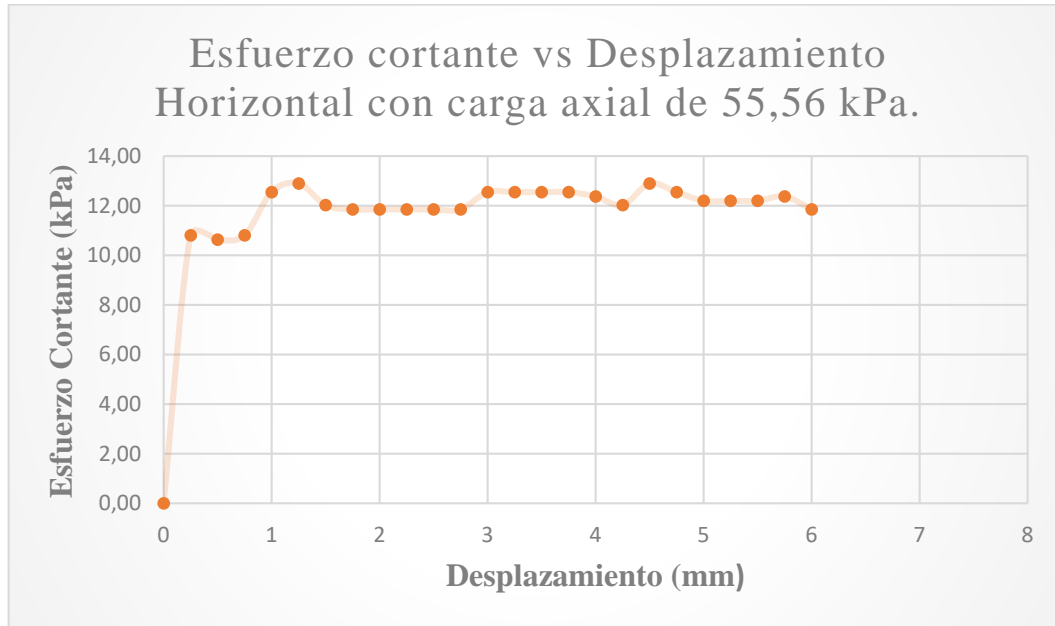
4.2.2 Corte directo con carga normal de 16 kg (55.56 kPa.)

Datos iniciales

- Humedad: 23%
- Peso unitario: $1923,43 \frac{Kg}{m^3}$

Resultados obtenidos en el ensayo de corte directo.

Figura 24. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 55.56 kPa.



El cortante máximo obtenido en esta muestra corresponde a **12,90 kPa**.

Características del suelo después del corte directo

- Humedad: 25,00%
- Peso unitario: $1973,96 \frac{Kg}{m^3}$

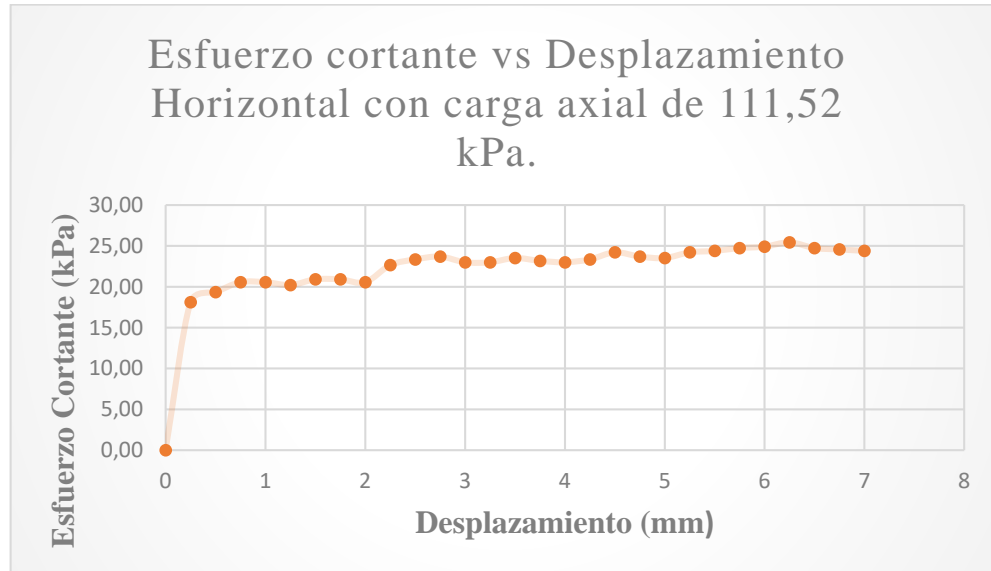
4.2.3 Corte directo con carga normal de 32 kg (111.52 kPa)

Datos iniciales

- Humedad: 23%
- Peso unitario: $1903,52 \frac{Kg}{m^3}$

Resultados obtenidos en el ensayo de corte directo.

Figura 25. Esfuerzo cortante vs desplazamiento horizontal carga axial de 111.52 kPa.



El cortante máximo obtenido en esta muestra corresponde a **25,44 kPa**.

Características del suelo después del corte directo

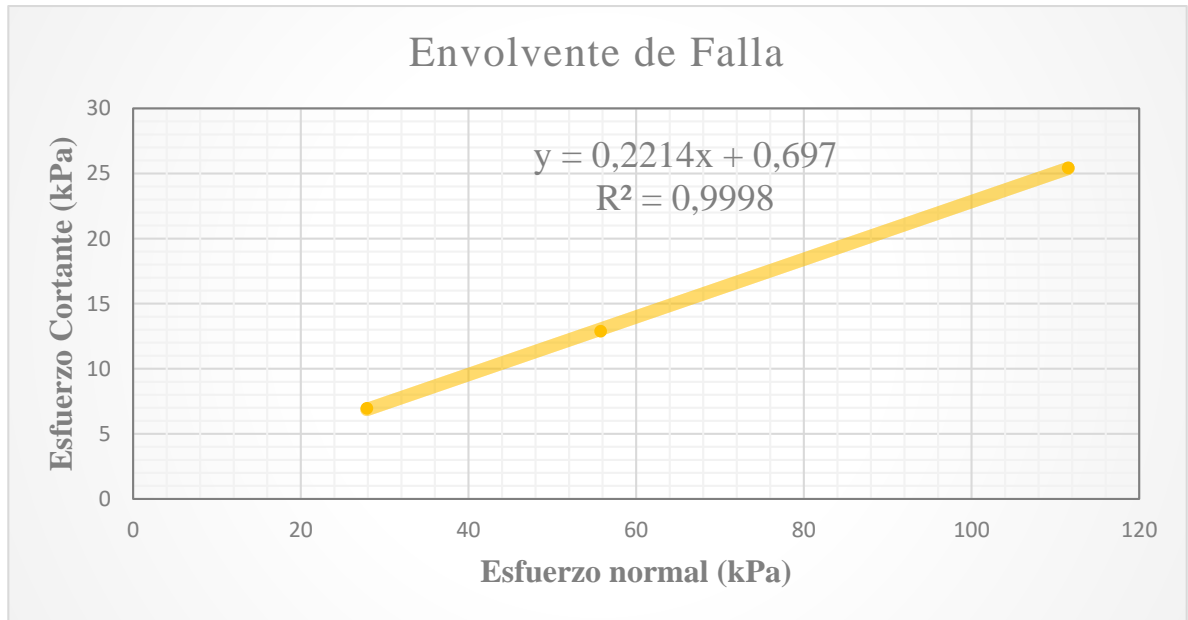
- Humedad: 24,32%
- Peso unitario: $1908,12 \frac{Kg}{m^3}$

4.2.4 Envolvente de falla

Tabla 5. Esfuerzos normales y cortantes.

Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)
27,88	6,97
55,760	12,89
111,52	25,44

Figura 26. Envoltente de falla para muestras con corte previo.



Ecuación de la envoltente.

$$y = 0,221416x + 0,697$$

Tabla 6. Parámetros de resistencia al corte en muestras con corte previo.

φ	C' (kPa)
12°	0,697

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

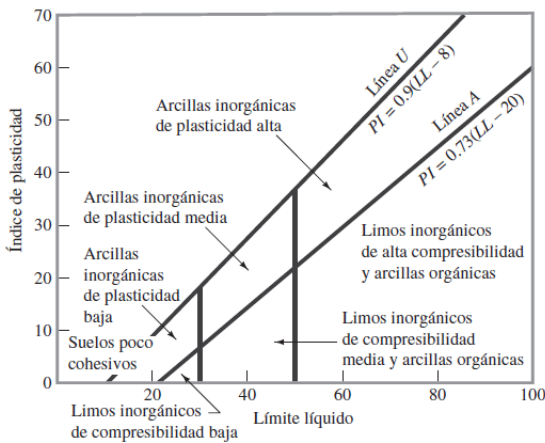
5.1 CLASIFICACIÓN DEL SUELO

La tabla número 2 indica que el suelo corresponde según el sistema unificado de clasificación a una muestra de CL (Arcilla de baja plasticidad).

Debido a que más del 40% de la muestra estudiada está compuesta por material fino, se considera al coluvión matriz-soportado.¹¹

En la gráfica número 2 se puede observar que el límite líquido (LL) corresponde al 38% mientras el IP (índice de plasticidad) corresponde al 16%, por lo que la plasticidad del suelo es baja.

Figura 27. Carta de plasticidad.



Fuente: DAS BRAJA M., Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima Edición.

¹¹ MORENO MURILLO J., SÁNCHEZ J. and PORTILLA M., Guía geológica campo I. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, 2016, p. 85

Estos relativamente bajos valores de IP se pueden considerar indeseables porque puede significar que el suelo cambia rápidamente (en términos de agua adicional) de un comportamiento semi-sólido a uno líquido, ocasionando inestabilidad. ¹²

5.2 RESISTENCIA AL CORTE, COMPARATIVO ENTRE MUESTRAS SIN CORTE Y MUESTRAS PRE-CORTADAS

Para asegurar la consolidación en el ensayo de corte directo se aplicó una fuerza normal, y se demoró la aplicación del corte hasta que se hubiera desarrollado todo el asentamiento; y se aplicó a continuación la fuerza cortante tan lento como fuera posible para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra. ¹³

En arcillas indistintamente consolidadas, ocurre que la resistencia máxima disminuye hasta el valor de resistencia residual. Skempton señala que la presencia de fisuras constituye un caso en que la resistencia residual debe considerarse para análisis realistas, además señala que, si ha ocurrido una falla, cualquier desplazamiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga. ¹⁴

En las arcillas las partículas son muy aplanadas (la relación entre las dimensiones mayor y menor de una partícula de arcilla puede variar entre 10 y 100), por lo que, a lo largo del proceso de corte, se van paulatinamente colocando paralelas a la dirección del deslizamiento, disminuyendo resistencia.

¹² HOLTZ R. and KOVACS W., An introduction to geotechnical engineering. Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall Inc., 1981, p. 39

¹³ CRUZ L., Resistencia al esfuerzo cortante de suelos. Universidad del Cauca

¹⁴ JUÁREZ BADILLO E. and RICO RODRÍGUEZ A., Mecánica de suelos. México D.F.: Limusa, 2005, p. 430

La resistencia residual tiene importancia en procesos reales en los que se produzcan deformaciones muy grandes, siendo el caso más típico el de deslizamientos de laderas. Si en una ladera hubo un deslizamiento en épocas pretéritas, la resistencia a lo largo de la superficie de deslizamiento puede haber descendido a valores próximos al residual. El ángulo de rozamiento residual de arcillas puede llegar a ser tan bajo como $7-10^\circ$, siendo para nuestra muestra de suelo 12° .¹⁵

En las muestras pre cortadas se evidencia la teoría expuesta previamente en la comparación gráfica que se puede observar en las figuras 14,15,16,17. Se aprecia una disminución de la resistencia al corte, en ángulo de fricción y la cohesión de la muestra conforme ha ocurrido la falla.

En la tabla no. 7 se pueden apreciar las variaciones obtenidas mediante los ensayos de corte directo a las muestras sin corte previo y pre cortadas, en cuánto a su cohesión, ángulo de fricción y esfuerzos cortantes máximos según la carga axial aplicada.

¹⁵ Deformabilidad y resistencia de los suelos. Universidad de Cantabria, 2018, p. 10.

Figura 28. Esfuerzo cortante vs Desplazamiento horizontal con carga axial de 27,88 kPa.

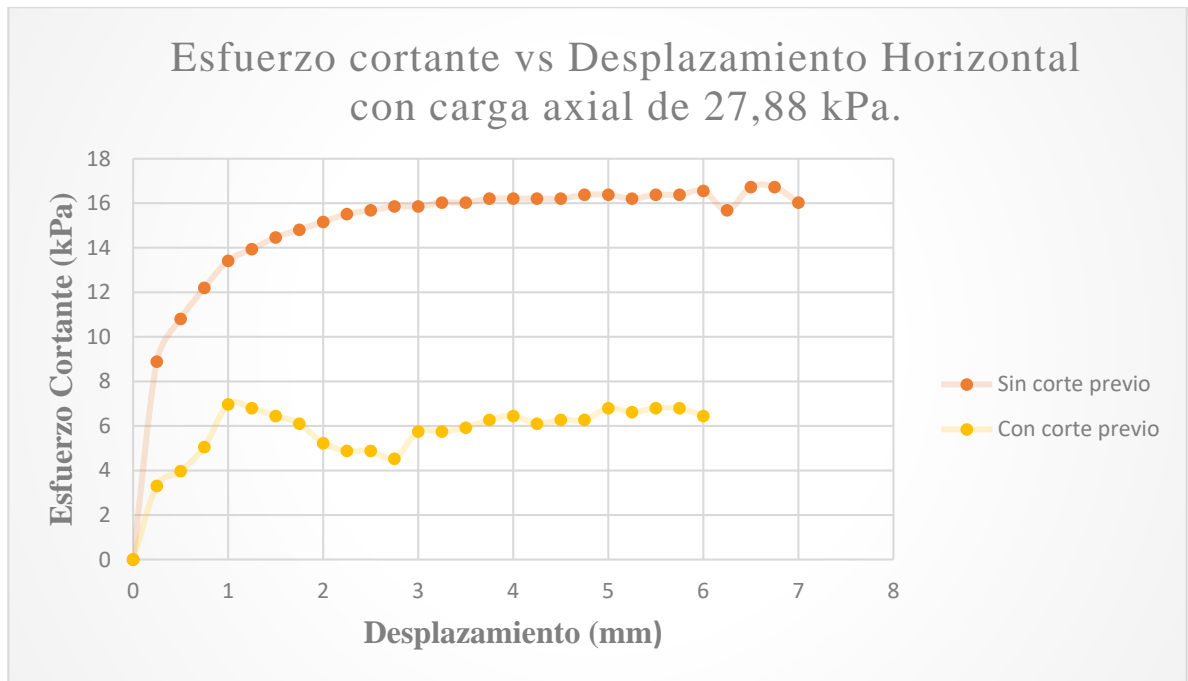


Figura 29. Esfuerzo cortante vs Desplazamiento horizontal con carga axial de 55.56 kPa.

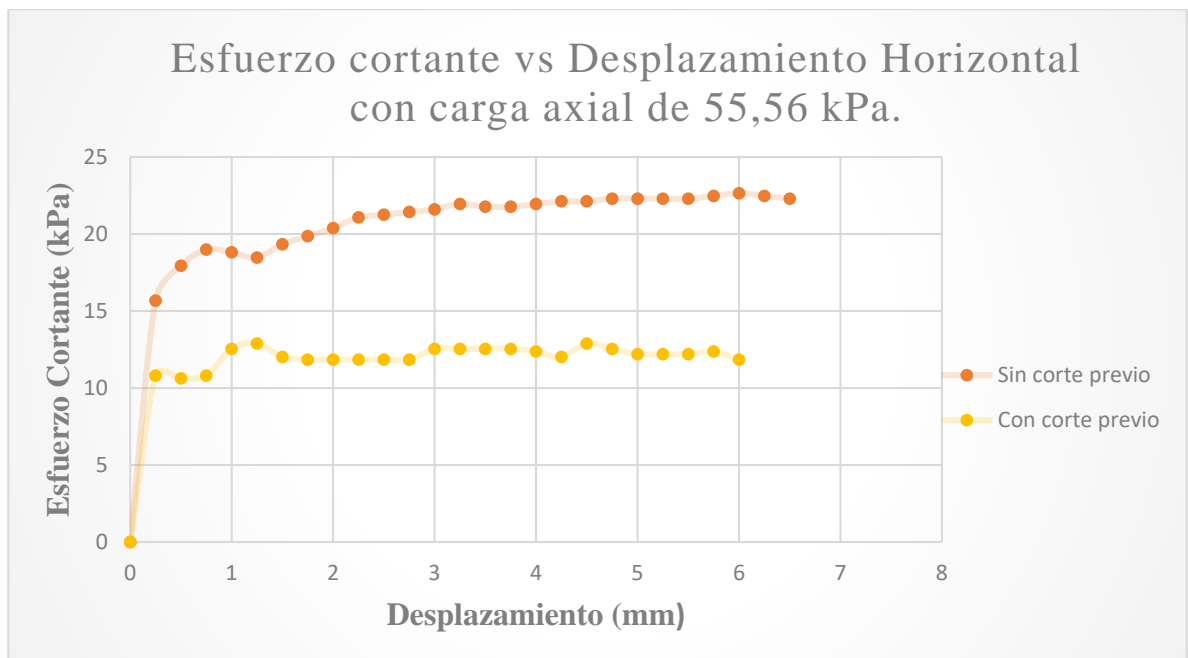
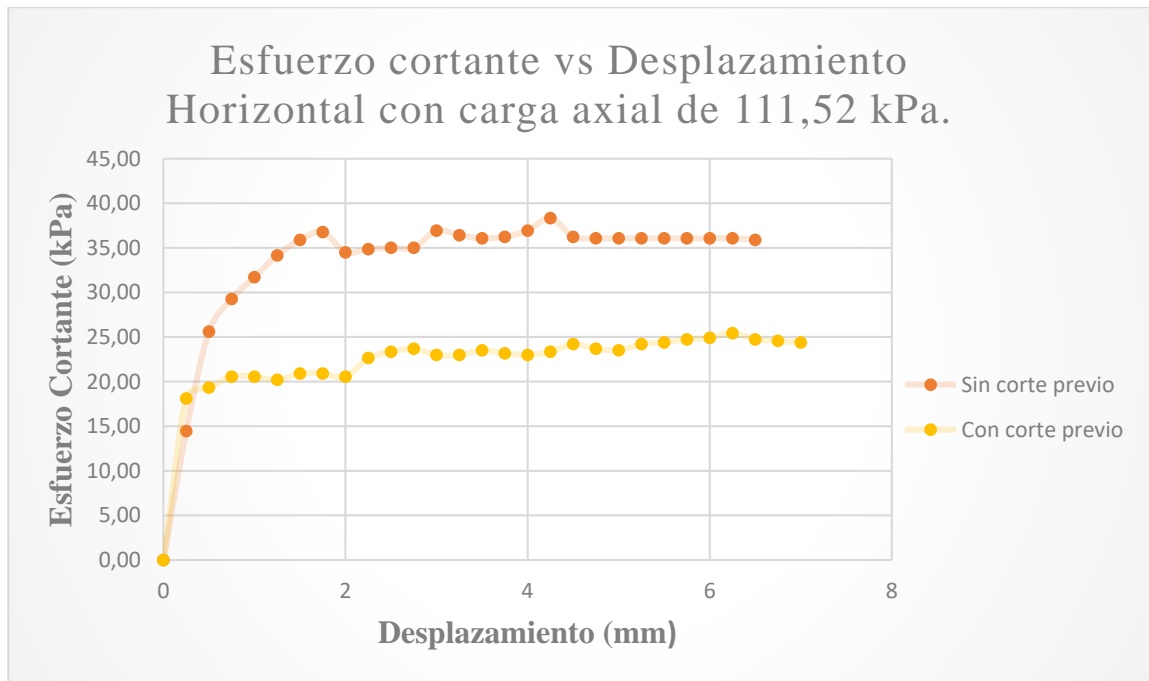


Figura 30. Esfuerzo cortante vs Desplazamiento horizontal con carga axial de 111.52 kPa.



Para arcillas fisuradas, el valor de C' medido en laboratorio, en el campo tiende a cero con el tiempo, y la envolvente pasa por el origen. Teniendo un ángulo de fricción residual bajo y un índice de plasticidad alto, un talud aún fallado podría mantenerse en pie, sin embargo, en la muestra estudiada el índice de plasticidad es medianamente bajo con lo que la estabilidad no está garantizada. ¹⁶

¹⁶ DUQUE ESCOBAR G. and ESCOBAR POTÉS C., Esfuerzo cortante en suelos. Manizales: Universidad Nacional de Colombia, 2010, p. 144

Figura 31. Envoltente de falla.

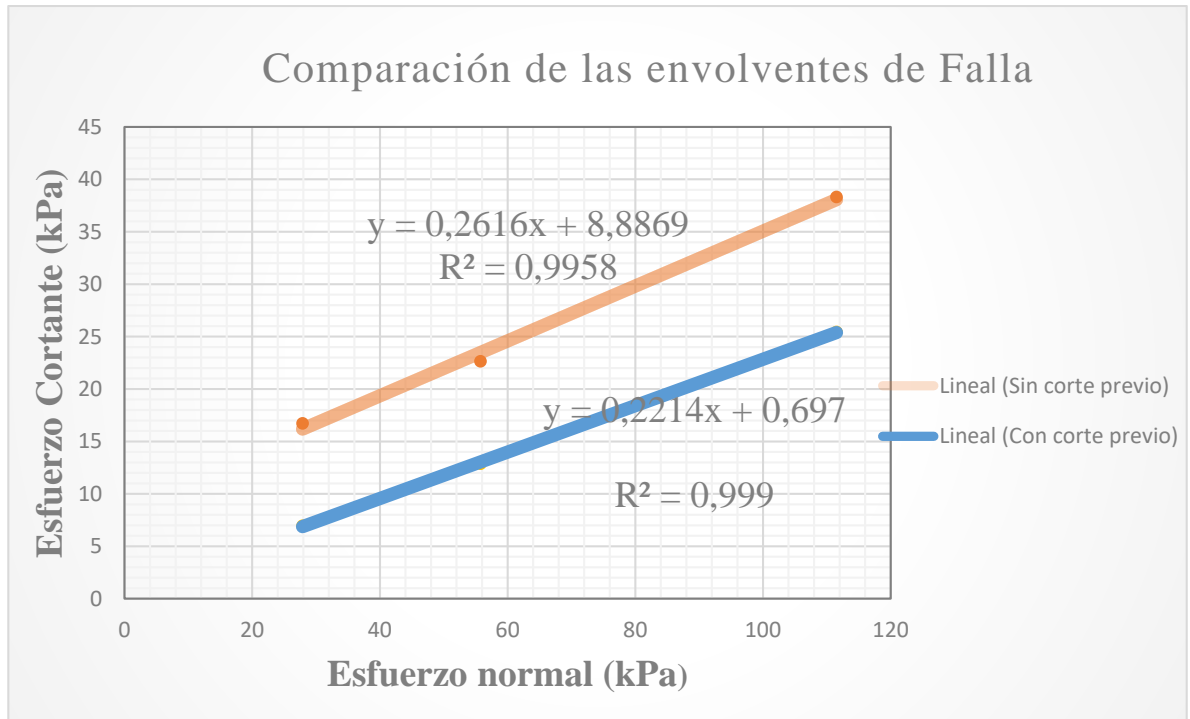


Tabla 7. Valores geotécnicos de muestras sin corte previo y de muestras precortadas.

Muestras sin corte previo		Muestras precortadas	
φ	C' (kPa)	φ	C' (kPa)
15°	8,89	12°	0,697
Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)	Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)
27,88	16,72	27,88	6,97
55,76	22,65	55,76	12,89
111,52	38,34	111,52	25,44

6. CONCLUSIONES

*La matriz del coluvión se caracteriza por estar compuesta de material fino, siendo éste una arcilla de baja plasticidad, con límite líquido igual al 38% y un índice de plasticidad de 16% con tendencia a fluir con el aumento del contenido de humedad, y que tiene una cohesión de 8,89 kPa y un ángulo de fricción de 15°.

*El material arcilloso que compone la matriz del coluvión en condiciones post-falla tiene una envolvente de falla caracterizada por una cohesión próxima a cero (0.697 kPa) y un bajo ángulo de fricción correspondiente a 12°.

*Existe una disminución del ángulo de fricción del 20% por lo que se puede llegar a deducir que la simulación de la superficie de falla es un factor que influyó este parámetro mecánico del suelo.

*Para la caracterización correcta del coluvión es necesario realizar el ensayo de corte directo en diferentes muestras en más de una ocasión variando las cargas y los tiempos de consolidación y saturación de la muestra, por lo que los resultados obtenidos son una aproximación que no se recomienda utilizar en cálculos.

BIBLIOGRAFÍA

BARRANCABERMEJA H. and ARIAS J., "Historia de los derrumbes en la vía entre Bucaramanga y Barrancabermeja", Vanguardia.com, 2018. [Online]. Available: <http://www.vanguardia.com/economia/local/419928-historia-de-los-derrumbes-en-la-via-entre-bucaramanga-y-barrancabermeja>. [Accessed: 13- Sep- 2018].

CACAO R., "Ruta del Cacao", Rutadelcacao.com.co, 2018. [Online]. Available: <http://rutadelcacao.com.co>. [Accessed: 16- Sep- 2018].

CRUZ L., Exploración y muestreo del suelo. Universidad del Cauca

CRUZ L., Resistencia al esfuerzo cortante de suelos. Universidad del Cauca

DAS B. and SIVAKUGAN, Principles of foundation engineering, 7 ed. Boston, MA: Cengage, 2018, pp. 15-16

Deformabilidad y resistencia de los suelos. Universidad de Cantabria, 2018, p. 10.

DUQUE ESCOBAR G. and ESCOBAR POTES C., Esfuerzo cortante en suelos. Manizales: Universidad Nacional de Colombia, 2010, p. 144

DUQUE ESCOBAR G. and ESCOBAR POTES C., Geomécanica para ingenieros. Manizales: Universidad Nacional de Colombia, 2016, p. 21-25

GEOVIRTUAL2 "Apuntes Geología General: Propiedades de los clastos en rocas sedimentarias", Geovirtual2.cl, 2018. [Online]. Available:

<http://www.geovirtual2.cl/geologiageneral/ggcap05b-2.htm>. [Accessed: 22- Sep-2018].

HOLTZ R. and KOVACS W., An introduction to geotechnical engineering. Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall Inc., 1981, p. 39

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, Normas de ensayos de materiales para carreteras, Determinación del límite líquido de los suelos, Colombia, 19 de Julio 2013, Sección 100-Suelos, INV- E-125

JUÁREZ BADILLO E. and RICO RODRÍGUEZ A., Mecánica de suelos. México D.F.: Limusa, 2005, p. 430

MILLAR S., "Colluvial Deposit", Encyclopedia of Planetary Landforms, pp. 1-10, 2014

MORENO MURILLO J., SÁNCHEZ J. and PORTILLA M., Guía geológica campo I. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, 2016, p. 85

OSORIO S., "Apuntes de Geotecnia con Énfasis en Laderas", Geotecnia-sor.blogspot.com.co, 2018. [Online]. Available: <http://geotecnia-sor.blogspot.com.co/search/label/Indice%20de%20Liquidez>. [Accessed: 19- Sep-2018].

OSORIO S., "Consistencia del Suelo - Límites de Atterberg - Índices", Geotecnia-sor.blogspot.com, 2018. [Online]. Available: http://geotecnia-sor.blogspot.com/2010/11/consistencia-del-suelo-limites-de_2498.html. [Accessed: 25- Sep- 2018].

PERIÓDICO PORTADA, ¿Hasta dónde es confiable construir una carretera sobre coluviones?, 2018. [Online]. Available: <http://www.periodicoportada.com/41.html>. [Accessed: 15- Sep- 2018].

RICO RODRÍGUEZ A. and CASTILLO H., La ingeniería de suelos en las vías terrestres. México: Limusa, 1978, p. 24

SUAREZ DIAZ J., Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre Erosion y Deslizamientos, 1998, pp. 81-86

SUAREZ DIAZ J., La historia de la via Bucaramanga - Barrancabermeja. 2014

TIEMPO C., "No hay quien ponga la cara en Isagén por vía Bucaramanga-Barranca", El Tiempo, 2018. [Online]. Available: <https://www.eltiempo.com/colombia/otras-ciudades/sancion-a-isagen-por-danos-en-via-bucaramanga-barrancabermeja-204170>. [Accessed: 11- Jul- 2018].

UMAÑA DOMINGUEZ, Juan Daniel; Estimación de los parámetros de resistencia en muestras pre-cortadas, mediante el ensayo de corte directo en suelo areno limoso., [Tesis de pregrado]; Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga,2018

ANEXOS

Anexo A Granulometría

Peso inicial de la muestra (gr)	750,2
Peso muestra lavada y secada al horno(gr)	74,6
Fondo (gr)	675,6

Tamiz	Abertura (mm)	Peso retenido parcial (gr)	Porcentaje retenido parcial (%)	Porcentaje acumulado (%)	Porcentaje que pasa el tamiz (%)
3"	75	0	0	0	100
1 1/2"	37,5	0	0	0	100
3/4"	19	0	0	0	100
3/8"	9,5	3,3	0,44	0,44	99,56
No.4	4,75	20,2	2,69	3,13	96,88
No.8	2,36	11,8	1,57	4,71	95,29
No.16	1,1	6,5	0,86	5,57	94,43
No.30	0,6	5,8	0,77	6,34	93,66
No.50	0,3	4	0,53	6,89	93,12
No.100	0,15	4,9	0,65	7,53	92,47
No.200	0,075	6,7	0,89	8,42	91,58
Fondo	-	11,4	91,57	100	

Tabla 8 Análisis de mallas de la muestra.

Porcentaje Gravas(%)	3,13
Porcentaje Finos(%)	91,58
Porcentaje Arenas(%)	5,29

Tabla 9 Porcentajes granulométricos. Fuente: Autores.

Anexo B Límites de Atterberg

LÍMITE LÍQUIDO

$$\text{Cont. de humedad} = \frac{\text{Masa del agua} * 100}{\text{Masa del suelo seco}}$$

$$\text{Cont. de humedad} = \frac{6.3g}{18.9g} * 100$$

$$\text{Contenido de humedad} = 33.33\%$$

Cápsula	Número de golpes	Peso cápsula g	Peso cápsula + suelo húmedo g	Peso cápsula + suelo seco g	Peso del agua g	Peso suelo seco g	Contenido de agua %
2	47	5,5	30,7	24,4	6,3	18,9	33,33
4	35	5,6	33,6	26,2	7,4	20,6	35,92
5	27	5,4	35,9	27,6	8,3	22,2	37,38
3	16	8,4	35,9	28,1	7,8	19,7	39,59

Tabla 10 Límite líquido.

LÍMITE PLÁSTICO

$$L. P = \frac{\text{Masa del agua}}{\text{Masa del suelo seco}} * 100$$

$$L. P = \frac{3,1g}{15,3g} * 100 = 20,26\%$$

Cápsula	Peso cápsula g	Peso cápsula + suelo húmedo g	Peso cápsula + suelo seco g	Peso del agua g	Peso suelo seco g	Contenido de agua %
14	5,5	23,9	20,8	3,1	15,3	20,26
15	8,4	25	21,9	3,1	13,5	22,96

Tabla 11 Límite plástico.

El límite plástico se tomó como el promedio de los dos ensayos realizados.

$$L.P = \frac{20,26 + 22,96}{2} = 21,61\% \approx 22\%$$

INDICE DE PLASTICIDAD

El índice de plasticidad (IP) es la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico.

$$IP\% = L.L - L.P$$

$$IP\% = 38 - 22 = 16\%$$

Anexo C Corte Directo

Agua adicional para alcanzar la humedad optima antes de consolidar en la caja del corte directo

$$WT = 5,7 \text{ gramos}$$

$$WH = 40,1 \text{ gramos}$$

$$WS = 38,3 \text{ gramos}$$

$$\text{Humedad actual} = \frac{WH - WS}{WS - WT} * 100$$

$$\text{Humedad a adicionar} = \text{Humedad optima} - \text{Humedad actual}$$

Peso total de la muestra WHUM = 862 gramos

$$WSWCO = \frac{WHUM}{1 + \left(\frac{HACTUAL}{100}\right)} = 816,90$$

$$AGUA ADICIONAR = \frac{WSWCO * HADICION}{100} = 142,78 \text{ ml}$$

WT	WH	WS	HACTUAL	HOPTIMA	HADICION	WHUM	WSWCO	AGUA ADIC
5,7	40,1	38,3	5,52	23	17,48	862	816,90	142,78
5,7	51,4	49,1	5,30	22	16,70	530	503,33	84,06

Tabla 12 Humedades.

CORTE DIRECTO PARA MUESTRAS SIN CORTE PREVIO

- CARGA AXIAL DE 8 KG

ESFUERZO CORTANTE VS DEFORMACIÓN TABLA DE DATOS UTILIZADOS PARA EL CALCULO DE LA RELACIÓN.

Desplazamiento (mm)	Carga (kPa)
0	0
0,25	8,88
0,5	10,80
0,75	12,19
1	13,41
1,25	13,94
1,5	14,46
1,75	14,81
2	15,15
2,25	15,50
2,5	15,68
2,75	15,85
3	15,85
3,25	16,03
3,5	16,03
3,75	16,20
4	16,20
4,25	16,20
4,5	16,20
4,75	16,37
5	16,37
5,25	16,20
5,5	16,37
5,75	16,37
6	16,55
6,25	15,68
6,5	16,72
6,75	16,72
7	16,03

Tabla 13 Esfuerzo cortante vs deformación.

- CARGA AXIAL DE 16 KG

ESFUERZO CORTANTE VS DEFORMACIÓN TABLA DE DATOS UTILIZADOS PARA EL CALCULO DE LA RELACIÓN.

Desplazamiento (mm)	Carga (kPa)
0	0
0,25	15,68
0,5	17,947
0,75	18,99
1	18,81
1,25	18,47
1,5	19,34
1,75	19,86
2	20,38
2,25	21,08
2,5	21,25
2,75	21,43
3	21,60
3,25	21,95
3,5	21,78
3,75	21,78
4	21,95
4,25	22,13
4,5	22,13
4,75	22,30
5	22,30
5,25	22,30
5,5	22,30
5,75	22,47
6	22,65
6,25	22,47
6,5	22,30

Tabla 14 Esfuerzo cortante vs deformación.

- CARGA AXIAL DE 32 KG

ESFUERZO CORTANTE VS DEFORMACIÓN TABLA DE DATOS UTILIZADOS PARA EL CALCULO DE LA RELACIÓN.

Desplazamiento (mm)	Carga (kPa)
0	0
0,25	14,46
0,5	25,61
0,75	29,27
1	31,71
1,25	34,15
1,5	35,89
1,75	36,76
2	34,50
2,25	34,85
2,5	35,02
2,75	35,02
3	36,94
3,25	36,41
3,5	36,07
3,75	36,24
4	36,94
4,25	38,33
4,5	36,24
4,75	36,07
5	36,07
5,25	36,07
5,5	36,07
5,75	36,07
6	36,07
6,25	36,07
6,5	35,89

Tabla 15 Esfuerzo cortante vs deformación.

ESFUERZOS MÁXIMOS

Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)
27,88	16,72
55,76	22,65
111,52	38,33

Tabla 16 Esfuerzos máximos.

VALORES DE RESISTENCIA

$$y = 0,2616x + 8,8869$$

$$\varphi = \tan^{-1} 0,2616 = 14,66 \approx 15^\circ$$

$C' =$ Intersección con el eje y .

φ	C' (kPa)
15°	8,89

Tabla 17 Valores de resistencia.

CORTE DIRECTO PARA MUESTRAS CON CORTE PREVIO

- CARGA AXIAL DE 8 KG

ESFUERZO CORTANTE VS DEFORMACIÓN TABLA DE DATOS UTILIZADOS PARA EL CALCULO DE LA RELACIÓN.

Desplazamiento (mm)	Carga (Kpa)
0	0
0,25	3,31
0,5	3,97
0,75	5,05
1	6,97
1,25	6,79
1,5	6,44
1,75	6,09
2	5,22
2,25	4,87
2,5	4,87
2,75	4,53
3	5,75
3,25	5,75
3,5	5,92
3,75	6,27
4	6,44
4,25	6,09
4,5	6,27
4,75	6,27
5	6,79
5,25	6,62
5,5	6,79
5,75	6,79
6	6,447326792

Tabla 18 Esfuerzo cortante vs deformación.

- CARGA AXIAL DE 16 KG

ESFUERZO CORTANTE VS DEFORMACIÓN TABLA DE DATOS UTILIZADOS PARA EL CALCULO DE LA RELACIÓN.

Desplazamiento (mm)	Carga (Kpa)
0	0
0,25	10,80
0,5	10,62
0,75	10,80
1	12,54
1,25	12,89
1,5	12,02
1,75	11,84
2	11,84
2,25	11,84
2,5	11,84
2,75	11,84
3	12,54
3,25	12,54
3,5	12,54
3,75	12,54
4	12,37
4,25	12,02
4,5	12,89
4,75	12,54
5	12,19
5,25	12,19
5,5	12,19
5,75	12,37
6	11,84

Tabla 19 Esfuerzo cortante vs deformación.

- CARGA AXIAL DE 32 KG

ESFUERZO CORTANTE VS DEFORMACIÓN TABLA DE DATOS UTILIZADOS PARA EL CALCULO DE LA RELACIÓN.

Desplazamiento (mm)	Carga (Kpa)
0	0
0,25	18,12
0,5	19,34
0,75	20,56
1	20,56
1,25	20,21
1,5	20,91
1,75	20,91
2	20,56
2,25	22,65
2,5	23,34
2,75	23,69
3	23,00
3,25	23,00
3,5	23,52
3,75	23,17
4	23,001
4,25	23,34
4,5	24,22
4,75	23,69
5	23,52
5,25	24,22
5,5	24,39
5,75	24,74
6	24,91
6,25	25,44
6,5	24,74
6,75	24,56
7	24,39

Tabla 20 Esfuerzo cortante vs deformación.

ESFUERZOS MÁXIMOS

Esfuerzo Normal (kPa)	Esfuerzo Cortante (kPa)
27,88	6,97
55,76	12,89
111,52	25,44

Tabla 21 Esfuerzos máximos muestras pre cortadas.

VALORES DE RESISTENCIA

$$y = 0,221416x + 0,697$$

$$\varphi = \tan^{-1} 0,2214 = 12,48 \approx 12^\circ$$

$C' =$ Intersección con el eje y .

φ	C' (kPa)
12°	0,697

Tabla 22 Valores resistencia muestras pre cortadas.