



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

“Aproximación de la capacidad portante de un suelo tipo conglomerado de la ciudad de Cuenca.”

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Autores:

Diego Andrés Alvarez León

CI: 0104838222

Josseline Vanessa Contreras Duchimaza

CI: 0105614192

Directora:

Ing. Karla Johanna Santacruz Reyes

CI: 0301731394

Cuenca, Ecuador.

28-octubre-2019

Resumen:

La presente investigación aborda el análisis del comportamiento mecánico de un suelo tipo conglomerado perteneciente a la terraza fluvioglacial Qt5 de la ciudad de Cuenca. El suelo conglomerado se caracteriza por presentar una amplia distribución granulométrica que abarca desde grandes bloques de roca hasta material fino arcilloso que compone la matriz en la cual se encuentran inmersos los bloques. En este estudio, la caracterización mecánica del material, es representada mediante los parámetros de resistencia cortante: ángulo de fricción interna (ϕ) y cohesión (c), los cuales han sido estimados mediante la aplicación de relaciones empíricas y la ejecución de ensayos en campo. Para la aplicación de la primera metodología se requiere realizar la caracterización física del conglomerado, determinando propiedades tales como la distribución granulométrica, densidad relativa y peso específico seco, que, mediante las correlaciones empíricas consideradas, permiten la estimación del ángulo de fricción cuyo valor oscila entre 35° a 55° . En campo, se ejecutaron 4 ensayos de corte directo sobre una muestra inalterada con un área de corte de 0.64 m^2 , con el objeto de obtener pares de esfuerzos normales y cortantes y construir una envolvente de falla logrando así determinar un $\phi = 55^\circ$ y $c=0.12 \text{ kg/cm}^2$. Se realizó además un ensayo de prospección geofísica, del cual se obtienen las velocidades de onda de corte y de compresión que, mediante el uso de correlaciones, permiten estimar varios parámetros mecánicos del suelo y su capacidad portante; a través de un proceso de retro cálculo se obtiene un valor de $\phi=31^\circ$ y $c=0.15 \text{ kg/cm}^2$. Finalmente, los resultados de resistencia al corte obtenidos de las diferentes metodologías son comparados y utilizados para estimar la capacidad portante del suelo para cada caso.

Palabras claves: Terraza fluvioglacial. Relaciones empíricas. Ensayos en campo. Resistencia cortante. Capacidad portante.

Abstract:

This research deals with the analysis of the mechanical behavior of a conglomerate soil belonging to the Qt5 fluvioglacial terrace in the city of Cuenca. The conglomerate soil is characterized by presenting a wide granulometric distribution that ranges from large blocks of rock to fine clay material that makes up the matrix in which the blocks are immersed. In this study, the mechanical characterization of the material is represented by the parameters of shear resistance: angle of internal friction (ϕ) and cohesion (c), which have been estimated through the application of empirical relationships and the execution of field tests. For the application of the first methodology it is necessary to perform the physical characterization of the conglomerate, determining properties such as the particle size distribution, relative density and dry specific weight, which, through of the empirical correlations considered, allow the estimation of the friction angle whose value ranges between 35° to 55° . In the field, 4 direct shear tests were carried out on an unaltered sample with a cutting area of 0.64 m^2 , in order to obtain normal and shear stresses and build a failure envelope thus achieving a $\phi=55^\circ$ and $c=0.12 \text{ kg/cm}^2$. A geophysical prospecting test was also carried out, from which the shear and compression wave velocities are obtained which, through the use of correlations, allow the estimation of various mechanical parameters of the soil and its bearing capacity; through a back analysis process a value of $\phi=31^\circ$ and $c=0.15 \text{ kg/cm}^2$ are obtained. Finally, the results of shear resistance obtained from the different methodologies are compared and used to estimate the bearing capacity of the soil for each case.

Keywords: Fluvioglacial terrace. Empirical relations. Field tests. Shear resistance. Bearing capacity.



Índice del Trabajo

Contenido

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1.	Antecedentes	14
1.2.	Justificación	15
1.3.	Planteamiento	15
1.4.	Objetivos	16
1.5.	Hipótesis	17
1.6.	Estructura de la tesis.....	17

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1.	Contexto geológico	19
2.2.	Geomorfología	21
2.3.	Terrazas aluviales y fluvioglaciares	21
2.3.1.	Comportamiento geotécnico.....	24
2.3.2.	Conglomerado	26
2.4.	Resistencia mecánica de los suelos.....	27
2.4.1.	Antecedentes del estudio del comportamiento mecánico de suelos heterogéneos.	29
2.4.2.	Características que influyen en la resistencia.....	35
2.5.	Capacidad portante de los suelos	36
2.6.	Cálculo de asentamientos elásticos	39
2.7.	Determinación de las características físicas del conglomerado de la terraza Qt5 de la ciudad de Cuenca	40
2.7.1.	Distribución granulométrica.....	41
2.7.2.	Límites de Atterberg	42
2.7.3.	Clasificación del suelo.....	42
2.7.4.	Humedad	44
2.7.5.	Densidad.....	44
2.7.6.	Densidad relativa	45
2.8.	Determinación de las características mecánicas del conglomerado de la terraza Qt5 de la ciudad de Cuenca	46
2.8.1.	Determinación mediante correlaciones empíricas	46
2.8.1.1.	Criterio de Duncan	46
2.8.1.2.	Criterios empíricos de diferentes autores	48
2.8.2.	Determinación de propiedades mecánicas de conglomerados mediante ensayos en campo	52



2.8.2.1.	Ensayo de corte directo	52
2.8.2.2.	Ensayos geofísicos	53
CAPÍTULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS		
3.1.	Localización de sitios en estudio	59
3.2.	Toma de muestras.	57
3.3.	Caracterización física	64
3.3.1.	Gradación	64
3.3.1.1.	Granulometría por tamizado.....	64
3.3.1.2.	Granulometría mediante imágenes tomadas en campo	65
3.3.2.	Densidad total del suelo	69
3.3.2.1.	Densímetro Nuclear	69
3.3.2.2.	Ensayos Geofísicos	70
3.3.2.3.	Procesamiento de información	72
3.3.2.4.	Métodos manuales.....	74
3.3.3.	Densidad de los clastos	75
3.3.4.	Humedad	75
3.4.	Propiedades Mecánicas	76
3.4.1.	Correlaciones Empíricas	76
3.4.1.1.	Criterio Mike Duncan (2012)	76
3.4.2.	Ensayos Geofísicos	79
3.4.3.	Ensayo de Corte Directo en Campo	80
3.4.3.1.	Descripción de equipos	81
3.4.3.2.	Procedimiento de ensayo.....	84
3.5.	Obtención de capacidad portante.....	88
CAPÍTULO 4: RESULTADOS		
4.1.	Propiedades físicas.....	89
4.1.1.	Gradación	89
4.1.2.	Humedad natural y Límites de Atterberg	91
4.1.3.	Clasificación por método SUCS	92
4.1.4.	Densidad.....	93
4.1.4.1.	Método Manual	93
4.1.4.2.	Densímetro nuclear	93
4.1.4.3.	Ensayo geofísico.....	93
4.1.4.4.	Comparación entre diferentes métodos.....	94
4.2.	Propiedades mecánicas	95



4.2.1.	Criterios empíricos	95
4.2.2.	Ensayos geofísicos	96
4.2.3.	Ensayo de corte de campo.....	96
4.2.4.	Comparación entre diferentes métodos.....	97
4.3.	Cálculo de capacidad portante	99
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES.....		99
CAPÍTULO 6: RECOMENDACIONES.....		102
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		104
ANEXOS.....		108

Índice de figuras

Figura 1. Talud afectado por la erosión hídrica.	24
Figura 2: Envoltiente de falla de Maksimovic (1989) Recuperado de (J. Suárez, 2006)	34
Figura 3: Valores de α_r Recuperado de (Das, 2001)	40
Figura 4. Relación del ángulo de fricción interna y densidad relativa según (Meyehof, 1956) y (Giuliani F y Nicoll F, 1982). Recuperado de (Duncan et al., 1989).....	50
Figura 5 Ángulo de fricción del suelo en función de Densidad relativa (Lunne & Kleven, 1982) Recuperado de (Duncan et al., 1989).....	51
Figura 6 Ángulo de fricción del suelo en función de Peso específico (NAVFAC,1982) Recuperado de (Duncan et al., 1989).....	52
Figura 7. Localización de: a) Provincia del Azuay, b) Ciudad de Cuenca, c) Cantón Cuenca, d) Puntos de estudio.	61
Figura 8. Localización de Terraza Fluvioglacial analizada.	62
Figura 9. Localización de puntos de muestro sobre geología de la zona.	62
Figura 10. Suelo en análisis junto a la escala utilizada.	66
Figura 11. Discriminación de partículas en AutoCAD 2018.	66
Figura 12. Análisis de partículas en ArcMap 10.5.	67
Figura 13. Ejes mayor y menor en clastos.....	68
Figura 14. Determinación de densidad mediante densímetro nuclear.....	70
Figura 15. Alineación para ensayo MASW y ESAC.....	71
Figura 16. Momento de generación de shot.....	69
Figura 17. Curva de dispersión combinada	73
Figura 18. Comparación de modelo obtenido con teórico.....	65
Figura 19. Velocidades VS versus Profundidad.	74
Figura 20. Medición de volumen de material extraído.....	66
Figura 21. Material extraído en sitio.	75
Figura 22. Curva de Proctor.	78
Figura 23. Caja de corte, vista superior.	72
Figura 24. Caja de corte, vista lateral.	81
Figura 25. Manómetro instalado en los gatos hidráulicos.....	82
Figura 26 .Gatos hidráulicos antes de la modificación.	79
Figura 27. Gato hidráulico después de la modificación.	82
Figura 28. Calibración de gatos hidráulicos.....	83
Figura 29. Placa utilizada para distribuir esfuerzos normales.	75
Figura 30. Cemento utilizado para producir esfuerzo normal.	84
Figura 31. Excavación de calicata.	85
Figura 32. Excavación de zanjas en bordes de calicata.	77
Figura 33. Transporte de caja de corte.....	86

Figura 34. Colocación de caja de corte sobre dado de suelo.	78
Figura 35. Excavación manual de suelo.	86
Figura 36. Rellenado de espacios vacíos.	87
Figura 37. Colocación de gato hidráulico.	87
Figura 38: Curvas granulométricas de las muestras ensayadas	90
Figura 39: Comparación de densidad húmeda mediante ensayos manuales y densímetro nuclear.	94
Figura 40: Comparación de densidad seca mediante ensayos manuales y densímetro nuclear.	95
Figura 41: Ensayo de corte, esfuerzo normal vs esfuerzo cortante.	97
Figura 42: Recopilación de ángulos de fricción obtenidos con diferentes métodos.	98

Índice de tablas

Tabla 1: Valores de parámetros físico-mecánicos recomendados por PRECUPA. Recuperado de (Cuerpo Suizo de Socorro, 1998)	25
Tabla 2: Resumen de resultados de investigaciones sobre suelos conglomerados	33
Tabla 3: Densidad relativa en función de valores de compactación relativa Recuperado de (Duncan & Bursey, 2007)	46
Tabla 4. Valores para parámetros A, B, C y D. Recuperado de (Duncan, 2012)	48
Tabla 5. Relaciones entre densidad relativa, resistencia a la penetración y ángulo de fricción (Meyerhof, 1956) Recuperado de (Duncan, Horz, & Yang, 1989)	48
Tabla 6. Valores de densidad relativa y ángulo de fricción interna: relaciones de (Meyerhof G.1956), (Giuliani F y Nicoll F, 1982). Recuperado de (Duncan et al., 1989)	49
Tabla 7. Área y diámetro para partículas de muestra 4.	68
Tabla 8. Resultado de granulometría por imágenes para muestra 4.	69
Tabla 9: Valores de variables para criterio de Mike Duncan	79
Tabla 10. Configuración de sacos para generación de esfuerzo normal.	84
Tabla 11. Parámetros clásicos para varios tipos de suelo. Recuperado de Das 2013.	88
Tabla 12: Distribución granulométrica de las muestras ensayadas	89
Tabla 13: Coeficientes granulométricas de las muestras ensayadas	90
Tabla 14: Resultados humedad natural y límites de Atterberg	91
Tabla 15: Resultados de clasificación según SUCS	92
Tabla 16: Resultados determinación manual de densidad	93
Tabla 17: Resultados ensayos de densímetro nuclear	93
Tabla 18: Resultados de densidad mediante ensayos geofísicos	93
Tabla 19: Ángulos de fricción bajo análisis empíricos	96
Tabla 20: Parámetros de resistencia cortante obtenidos mediante ensayos geofísicos.	96
Tabla 21: Esfuerzos normal y cortante obtenidos en ensayo de corte en campo	97



Tabla 22: Recopilación de parámetros de resistencia cortante.	98
Tabla 23: Valores de capacidad portante utilizando $\Phi=55^\circ$ y $C=0$ obtenidos del criterio de Mike Duncan.	99
Tabla 24: Valores de capacidad portante utilizando $\Phi=42^\circ$ y $C=0$ obtenidos de Lunne & Kleven.....	99
Tabla 25: Valores de capacidad portante utilizando $\Phi=31^\circ$ y $C=0.15$ kg/cm ² obtenidos de Ensayos Geofísicos.	100
Tabla 26: Valores de capacidad portante utilizando $\Phi=55^\circ$ y $C=0.12$ kg/cm ² obtenidos del ensayo de corte en campo.	100
Tabla 27: Valores de capacidad portante utilizando con $\Phi=35^\circ$ y $C=0$ obtenidos del proyecto PRECUPA.	100
Tabla 28. Resumen de resultados de capacidad portante utilizando varias metodologías. ..	101



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Josseline Vanessa Contreras Duchimaza en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Aproximación de la capacidad portante de un suelo tipo conglomerado de la ciudad de Cuenca", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 28 de octubre de 2019

Josseline Contreras

Josseline Vanessa Contreras Duchimaza

C.I: 0105614192

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Diego Andrés Álvarez León en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Aproximación de la capacidad portante de un suelo tipo conglomerado de la ciudad de Cuenca", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 28 de octubre de 2019



Diego Andrés Álvarez León

C.I: 0104838222



Cláusula de Propiedad Intelectual

Josseline Vanessa Contreras Duchimaza, autora del trabajo de titulación "Aproximación de la capacidad portante de un suelo tipo conglomerado de la ciudad de Cuenca", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 28 de octubre de 2019

Josseline Contreras

Josseline Vanessa Contreras Duchimaza

C.I: 0105614192

Cláusula de Propiedad Intelectual

Diego Andrés Álvarez León, autor del trabajo de titulación “Aproximación de la capacidad portante de un suelo tipo conglomerado de la ciudad de Cuenca”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 28 de octubre de 2019



Diego Andrés Álvarez León

C.I: 0104838222

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La implantación de cualquier obra civil requiere la exploración geotécnica del lugar bajo estudio, la cual incluye actividades como la realización de sondeos para efectuar ensayos de campo y extraer muestras de suelo, sobre las cuales se efectúan ensayos de laboratorio. Con base en los resultados obtenidos de estas pruebas se definen los perfiles estratigráficos de los terrenos bajo análisis y se determinan las propiedades físicas y mecánicas del suelo que conforma cada estrato. Una vez obtenidas las características del suelo, el ingeniero cuenta con los parámetros requeridos para el diseño de cimentaciones, cortes y excavaciones.

En suelos cuya composición abarca partículas de grandes tamaños, la extracción de muestras y la realización de ensayos representan cierto grado de complejidad, debido a la falta de instrumentación para la ejecución de pruebas, ya sean en campo o en laboratorio, sobre especímenes de grandes dimensiones requeridos debido a los tamaños de partículas, (Verdugo & De La Hoz, 2006). Según Nanclares (2018), ante esta dificultad, en proyectos en los cuales se requiere evaluar el comportamiento de suelos conformados por partículas gruesas, en muchas circunstancias, los ingenieros han optado por utilizar parámetros publicados en la literatura técnica; parámetros que, según el autor pueden no representar íntegramente el comportamiento mecánico del material utilizado.

Mediante la presente investigación se pretende alcanzar una aproximación de los parámetros de resistencia correspondientes a un suelo tipo conglomerado de una de las terrazas de la ciudad. Según el Cuerpo Suizo de Socorro (1998), gran parte del austro ecuatoriano, específicamente la ciudad de Cuenca, se encuentra asentado sobre este tipo de suelo, el cual está compuesto por fracciones de diferentes tamaños de grano de partícula. Además, señala que en Cuenca los conglomerados cubren extensas áreas planas con cinco diferentes niveles de terrazas, compuestas por potentes capas de matriz areno-arcillosa distribuidas en las márgenes de los ríos Tomebamba, Yanuncay, Machángara y Tarqui, desde Sayausí hasta El Descanso.

Un suelo conglomerado es un material heterogéneo conformado por fragmentos redondeados de roca inmersos en una matriz de grano más fino. Al estar compuesto por grandes tamaños de partículas, la caracterización de este material, como se ha explicado anteriormente, requiere de equipos e instrumentación apropiados para el ensayo de especímenes. Según Santacruz, (2012), hasta el momento, no se dispone de una metodología de estudio lo suficientemente fundamentada que describa el comportamiento mecánico de estos suelos, lo cual trae como consecuencia que los parámetros utilizados actualmente en los diseños geotécnicos, suelen ser basados en la experiencia o criterio del diseñador.

1.2. Justificación

El material conglomerado se encuentra conformando los depósitos de terrazas aluviales localizadas sobre extensas áreas de la ciudad, (Cuerpo Suizo de Socorro, 1998). Considerando esta amplia distribución espacial, así como la ausencia de una metodología que permita la caracterización de las propiedades del conglomerado, se cree pertinente abordar el estudio de este tipo de suelo, con el objetivo de proponer una aproximación de los parámetros de resistencia cortante: cohesión y ángulo de fricción.

Al ser un material granular, usualmente se ha caracterizado el suelo conglomerado como netamente friccionante, es decir de cohesión nula, como se evidencia en los valores recomendados por el Cuerpo Suizo de Socorro (1998). Esta consideración, junto con la utilización de ángulos de fricción relativamente bajos podrían subestimar los parámetros resistentes del suelo y a la vez su capacidad portante, lo cual implica el incremento innecesario de las dimensiones de las cimentaciones, que claramente tiene una repercusión económica negativa sobre las obras emplazadas sobre terrenos conformados por material conglomerado.

1.3. Planteamiento

La heterogeneidad que caracteriza al suelo tipo conglomerado impide que los parámetros de resistencia del suelo sean obtenidos por métodos convencionales. Por lo cual se observa la necesidad de profundizar en el estudio de este tipo de suelo, con el objetivo de generar un acercamiento a las características resistentes reales de los conglomerados de la ciudad de

Cuenca. Se usará una metodología basada en el muestreo, caracterización del suelo a través de ensayos físicos y mecánicos, y finalmente el análisis de resultados.

La selección de los lugares de muestreo se realiza considerando la disponibilidad de excavaciones que permitan la ejecución de ensayos en campo y la extracción de muestras para ensayos en laboratorio. La caracterización física implica ensayos de granulometría, límites de Atterberg, humedad y densidad del suelo en cada punto de muestreo. Los resultados de esta caracterización física servirán para, mediante el uso de correlaciones, obtener parámetros de resistencia cortante del suelo para una posterior comparación con los resultados que lleguen a obtenerse de ensayos en campo que aproximen la capacidad resistente del material.

Una vez planteado el problema a solucionar mediante el presente estudio, surgen las siguientes preguntas de investigación:

- ¿Es posible establecer una relación entre las características físicas y la resistencia del material bajo análisis?
- ¿Existe un cambio significativo en las dimensiones de las zapatas propuestas mediante la metodología ejecutada en el proyecto y las dimensiones obtenidas mediante los parámetros usados convencionalmente?
- ¿Es posible ejecutar un ensayo en campo que permita obtener una aproximación de las propiedades resistentes del conglomerado?

1.4. Objetivos

El objetivo general de este trabajo es, determinar una aproximación para los parámetros de resistencia al corte (criterio Mohr – Coulomb) de un suelo tipo conglomerado de la ciudad de Cuenca.

Buscando la consecución de este objetivo se necesita cumplir con los siguientes objetivos específicos.

- Obtener las propiedades físicas del conglomerado, tales como: granulometría, límites de Atterberg, humedad y densidad del material mediante ensayos en laboratorio y en campo.
- Aplicar diferentes relaciones empíricas que relacionan densidad relativa, peso específico seco, distribución granulométrica con la resistencia del suelo, representada básicamente a través de su ángulo de fricción efectivo.
- Ejecutar ensayos geofísicos y correlacionar sus resultados con propiedades mecánicas del suelo.
- Ejecutar ensayos de corte directo en campo sobre una masa representativa de material.
- Recomendar parámetros de resistencia cortante de suelos tipo conglomerado obtenidos luego del análisis de los resultados del presente estudio.
- Verificar el cambio de dimensiones entre una cimentación calculada con los parámetros adoptados convencionalmente y los obtenidos mediante las diferentes metodologías aplicadas en la investigación.

1.5. Hipótesis

Para la realización de este trabajo de titulación se parte de la hipótesis de que las muestras obtenidas de los diferentes lugares de estudio presentan una distribución granulométrica y propiedades similares, constituyendo muestras representativas del material en estudio. Además, que sus propiedades físicas se relacionan estrechamente con la resistencia a corte de este suelo.

Tomando como referencia los valores de resistencia cortante recomendados por el Cuerpo Suizo de Socorro (1998), para el suelo conglomerado de las terrazas de la ciudad, se pretende comprobar que, en efecto, podría existir un cambio significativo de la capacidad portante calculada utilizando estos parámetros, respecto a la capacidad portante calculada con los valores obtenidos de las metodologías abordadas en el estudio.

1.6. Estructura de la tesis

Se ha considerado dividir el documento en los siguientes capítulos:

En el capítulo concerniente al marco teórico, se realiza una revisión del contexto geológico del lugar de estudio, así como de investigaciones anteriores, que brindan una perspectiva general de lo que se conoce sobre el suelo conglomerado de diferentes regiones y a nivel local. Se expone el fundamento teórico de las metodologías a ser utilizadas para la determinación de las propiedades del suelo bajo análisis.

A continuación, en el capítulo de metodología se describe cada uno de los procedimientos seguidos para la determinación de las propiedades físicas del material tales como la distribución granulométrica, límites de Atterberg, humedad, densidad, densidad relativa y de las propiedades mecánicas dadas por el ángulo de fricción ϕ y la cohesión c . Básicamente se pueden identificar 3 tipos de metodologías que permiten determinar los parámetros de resistencia cortante del suelo mediante: el uso de correlaciones empíricas, la realización de ensayos geofísicos y la ejecución de un ensayo de corte directo en campo sobre una muestra intacta de material.

Una vez explicados los procedimientos llevados a cabo en la investigación, se exponen los resultados de la misma presentando un resumen de los valores obtenidos para cada una de las propiedades medidas en los diferentes puntos de muestreo, así como la envolvente de rotura obtenida a partir del ensayo de corte directo realizado en uno de estos puntos. Se analizan y comparan los resultados de densidad, ángulo de fricción y cohesión obtenidos mediante cada una de las metodologías adoptadas, así como la variación en las dimensiones de las cimentaciones proyectadas para cada uno de los valores de los parámetros de resistencia del conglomerado, determinados por tres diferentes técnicas.

Finalmente se presentan algunas conclusiones obtenidas del análisis de resultados, así como, recomendaciones para futuras investigaciones sobre este tipo de suelo.

2. MARCO TEÓRICO

A continuación, se presenta el fundamento teórico sobre el cual se basa la investigación. Se parte de una perspectiva general de la geología de la zona de estudio, que permita posteriormente introducir la descripción de las formaciones geológicas conformadas por

material conglomerado. Finalmente, se aborda la definición de conglomerado, así como la descripción y técnicas de determinación de sus propiedades.

2.1. Contexto geológico

Para el alcance de los objetivos planteados en la presente tesis, se empieza por abordar la investigación desde un punto de vista geológico, que ubique el objeto de estudio dentro de un contexto regional y que pueda explicar las características y el comportamiento del material partiendo de la comprensión de los procesos naturales que han transcurrido hasta conformar los actuales depósitos de conglomerados.

Los diferentes sitios de muestreo se encuentran dentro de la ciudad de Cuenca, la cual se ubica, desde el punto de vista geológico en el valle de Cuenca.

Según Marocco & Winter (1997), la cuenca de Cuenca es una de las mejores estudiadas. Se tienen investigaciones como la de Bristow de 1973, titulada “Guide to the geology of the Cuenca Basin, Southern Ecuador”, en la que se publicó la geología de la cuenca, describiendo las formaciones que han sido reconocidas en el área, (Albán, 2009). Así mismo, en conjunto con la Dirección General de Geología y Minas, Bristow trabajó en la publicación de las hojas geológicas de Cuenca, Azogues y Cañar, en ellas se representa de manera gráfica la distribución de las formaciones mediante un mapa geológico en una escala 1:100000. Se establece un perfil estratigráfico y se describe la litología de cada una de las formaciones que lo conforman, disponiendo el siguiente orden, desde la más antigua: Fm. Macuchi, antes agrupada dentro de la Formación Piñon, Fm. Celica, Fm. Azogues, Fm Mangán, Fm. Santa Rosa, Fm. Turi, Fm. Tarqui y los depósitos recientes correspondientes a tilita, arcilla varvada, travertino, terrazas, depósito coluvial, depósito aluvial.

Además, la cuenca ha sido objeto de estudio en trabajos como el de Noblet de 1989 y el de Hungerbühler y Steinmann del 2002 donde se estudiaron modelos de evolución de la cuenca de Cuenca, (Albán, 2009). La diferencia entre los modelos propuestos radica en que, según Hungerbühler et al., (2002) las formaciones presentes en la cuenca se desarrollaron en un ambiente continental, existiendo también evidencias que permiten argumentar la incidencia marina en su evolución, tales como la presencia de indicadores faunísticos marinos; mientras

que Lavenu & Noblet (1989), citados por Albán (2009) sostienen que la sedimentación de la cuenca es netamente de origen continental. Ambos modelos proponen que la evolución estuvo marcada por una serie de eventos tectónicos entre los cuales ocurrió la depositación de las diferentes formaciones geológicas que hoy conforman la estratigrafía de la cuenca, la misma que es descrita a continuación.

Las formaciones más extendidas en la cuenca corresponden a los pisos superiores del Terciario y a todo el Cuaternario. El basamento de la cuenca de Cuenca está constituido por depósitos volcánicos del Oligoceno Tardío al Mioceno Temprano (Formación Saraguro) en los sectores norte y oeste-central de la cuenca; series de turbiditas del Cretácico Tardío (Fm. Yunguilla) en el este-central y sur-oeste y depósitos volcánicos del Cretácico. (Fm. Celica y Fm. Piñón) al Oeste, (Cuerpo Suizo de Socorro, 1998).

Marocco & Winter (1997), diferencian dos fases en la evolución de la cuenca. La primera consiste en la apertura de la misma, provocada por un esfuerzo de compresión en sentido NE-SO, el cual actúa sobre un sistema de fallas N-S y NE-SO, durante el Mioceno inferior. En las rocas volcánicas de la formación Saraguro se origina un surco orientado NNE-SSO ocupado por un sistema fluvial cuyos sedimentos dan origen a la formación Biblián. Las fallas de borde de la cuenca controlan la sedimentación lacustre de las formaciones Loyola y Azogues, al mismo tiempo que provocan discordancias internas. A continuación, durante el Mio-Plioceno, tiene lugar el cierre de la cuenca, fase en la cual el sistema lacustre es invadido por un sistema fluvial y por conos aluviales correspondientes a la formación Mangán.

Finalmente, la formación Turi aflora en la zona de estudio, completando la secuencia sedimentaria continental de la cuenca, sobre la cual se depositan posteriormente los volcánicos Tarqui. La erosión sobre estos depósitos volcánicos ha permitido el afloramiento actual de las formaciones terciarias y de los aportes cuaternarios: depósitos glaciares, coluviales, varias terrazas aluviales, arcillas varvadas; los cuales han recubierto las zonas de inundación o pie de monte, (Cuerpo Suizo de Socorro, 1998).

La distribución espacial, en el área de estudio, de las formaciones descritas puede ser observada en el mapa geológico presentado en el Anexo 1.

2.2. Geomorfología

La región ha sido modelada por varios procesos en el tiempo, distinguiéndose diferentes áreas con características morfológicas definidas. En el extremo occidente de Cuenca, en el Cajas, la morfología evidencia que en la zona han tenido lugar procesos denudativos, por la intensa acción glaciaria, seguidos de procesos de erosión fluvial, los cuales han originado elevadas pendientes, grandes desniveles y valles. Hacia el oriente, entre los valles de Cuenca y Gualaceo, se observan morfologías modeladas por procesos fluviales, sin existir rastros de procesos glaciares en la zona.

Hacia el norte, se encuentra una planicie, conformada por depósitos volcánicos, la cual se eleva hasta la cota 2800 msnm. La planicie ha sido afectada por la erosión y desprendimientos provocando el afloramiento de formaciones terciarias, las cuales en ausencia de recubrimiento cuaternario, son susceptibles a erosión e inestabilidad, (Cuerpo Suizo de Socorro, 1998). Al centro de la región, la morfología presenta pendientes suaves interrumpidas por escarpes en terrazas aluviales. Pueden presentarse depósitos de pie de monte hacia las laderas localizadas en el contorno, como el caso del extenso sector al oeste de Sinincay. Esta morfología es producto de los procesos acumulativos que han tenido lugar en las zonas de inundación.

2.3. Terrazas aluviales y fluvioglaciares

El tipo de suelo, cuyo análisis se aborda en la presente investigación, conforma los depósitos de terrazas aluviales y fluvioglaciares distribuidas en los márgenes de los ríos de la ciudad.

Según Pozo, Carenas, Giner, & Gonzalez (2018), se denominan terrazas fluvioglaciares a los depósitos originados por la sedimentación, los cuales constituyen una serie de superficie planas y escalonadas frecuentemente localizadas en el curso bajo de un río. Respecto a su origen algunos autores señalan que las terrazas están relacionados con cambios climáticos y movimientos tectónicos que tuvieron lugar en la Era Cuaternaria, (Miranda, Puy, Ramos, & Navarro, 2007).

La alternancia de procesos erosivos y deposicionales sobre un mismo tramo de cauce de una corriente fluvial, da lugar a un sistema de terrazas escalonadas. Según Pozo et al. (2018), el proceso de formación de una terraza tiene inicio con el arrastre fluvial de los materiales erosionados en la parte superior de la cuenca de un río hasta lugares en donde éste se remansa debido a la pérdida de velocidad de flujo, abandona la carga sedimentaria y da lugar a una llanura aluvial. Las modificaciones en el nivel base del río, asociadas a los ascensos y descensos del nivel del mar, dan lugar a cambios en su perfil longitudinal, de forma que, si el nivel del mar desciende, el río erosiona y se encaja sobre su cauce. Un nuevo cambio, provocado por el ascenso del nivel, genera sedimentación formando una llanura aluvial más baja. Según esta descripción entonces, las terrazas más altas son las antiguas y su formación tuvo lugar en los comienzos de la era Cuaternaria.

Ciertas características presentadas por los materiales que conforman las terrazas podrían ser explicadas por las condiciones en las cuales se formó:

- Procedencia de los materiales: mediante el estudio de la composición de los clastos puede determinarse el área de origen, o al menos el tipo de roca erosionada, así como las condiciones existentes durante la erosión.
- Agente de transporte: cada agente determina unas estructuras sedimentarias características.
- Duración del transporte, que determina el grado de redondeamiento de los clastos, que depende así mismo de la naturaleza del material y del tamaño del clasto.

En un proceso fluvial, los efectos del transporte se reflejan tanto en el cauce por donde se transporta el material, como en el propio clasto desplazado. En el cauce, se producirá una erosión en el fondo, mientras que en el clasto transportado se producirá un desgaste caracterizado por la intensidad del impacto sobre el cauce y características intrínsecas del grano. Una vez que el sedimento ha sido depositado y aún no ha alcanzado la suficiente estabilidad, el depósito conformado está sujeto a condiciones topográficas, geológicas, de vegetación y meteorización, y puede ser alterado por diferentes agentes físicos, químicos o hidrológicos; condiciones que al ser variables, imponen al proceso un carácter caótico e impiden realizar una caracterización uniforme de tales formaciones, (Nanclares, 2018).

Para abordar el estudio particular de los depósitos de conglomerado de la ciudad, es pertinente enfocar la definición de terrazas en un contexto local. Para ello, podría considerarse la descripción realizada por el Cuerpo Suizo de Socorro (1998) en su informe final del proyecto PRECUPA, según el cual las terrazas son formaciones de origen mayormente aluvial, conformadas por capas de conglomerados de matriz areno arcillosa. La depositación tuvo lugar durante la Era Cuaternaria, en un proceso en el cual los ríos del valle de Cuenca actuaron sobre los depósitos glaciales de las zonas altas y medias, dando origen a las terrazas aluviales de la ciudad. Estos depósitos se encuentran distribuidos sobre extensas planicies en las márgenes de los ríos Tomebamba, Yanuncay, Machángara y Tarqui, desde Sayausí hasta El Descanso.

Las terrazas más altas están localizadas al norte del río Tomebamba, específicamente al noroeste de la ciudad, en parte del sector El Cebollar; mientras que las más bajas se ubican entre el río Tomebamba y Tarqui. Empezando por la terraza más alta se diferencian 5 niveles:

- Nivel 1: corresponde a la planicie de acumulación glacial y geográficamente se localiza en la zona superior del sector El Cebollar.
- Nivel 2: se desarrolla entre el nivel anterior y la avenida de las Américas, extendiéndose en sentido oeste-este desde el sector Los Cerezos hasta el sector Barrial Blanco.
- Nivel 3: se localiza al norte del río Tomebamba, extendiéndose en sentido oeste-este, desde el sector Los Cerezos, adyacente al nivel anterior, hasta el barrio Totoracocha.
- Nivel 4: se distribuye en depósitos localizados entre el río Tomebamba y el río Yanuncay, al sur del río Yanuncay y al norte del río Tomebamba, en el lado este de la ciudad.
- Nivel 5: comprende principalmente las llanuras de inundación de los ríos Tomebamba y Yanuncay.

Convencionalmente en los mapas geológicos, la simbología utilizada para representar las terrazas distribuidas en la ciudad son las letras “Qt” seguidas del número del nivel de terraza. De forma que las terrazas Qt1, Qt2, Qt3, Qt4 representan los cuatro primeros niveles y su composición difiere de la composición de la terraza Qt5. El Cuerpo Suizo de Socorro (1998) señala que las terrazas Qt1-Qt4 están compuestas por bloques y boleos cuyas formas pueden ser subangulares, redondeadas y subesféricas en una matriz de grava, arena y arcilla. A diferencia, la terraza Qt5 está conformada por estratos de arena, limo y depósito aluvial.

2.3.1. Comportamiento geotécnico

Generalmente, se suelen describir los depósitos de terrazas, como suelos competentes, dadas las características geotécnicas del material. En el informe final del proyecto PRECUPA, desarrollado por el Cuerpo Suizo de Socorro (1998), se define a las terrazas en cuanto a su comportamiento geotécnico como “depósitos competentes, permeables, predominantemente friccionantes, adecuado para construir y buen terreno de cimentación”.

La susceptibilidad a inestabilidades es baja en las terrazas aluviales muy compactas. Las causas de los pocos casos de deslizamientos conocidos son de naturaleza geológica, como la rotura de formaciones arcillosas a la base y de naturaleza morfológica, como la erosión en el pie del talud. Los taludes naturales pueden soportar cortes casi verticales de hasta 25 m. de altura, excepto en cambios de pendiente entre niveles, así como en los cortes de taludes hacia los cauces naturales en donde a causa de la socavación se genera inestabilidad con la caída de bloques y desprendimientos.

Estructuras como taludes de corte contruidos en este material suelen estar sujetos a erosión por corrientes superficiales y desprendimientos. Este es el caso del talud de la Figura 1, ubicado en la avenida de las Américas, sector Parque Industrial, el cual alcanza una altura que fluctúa entre los 10 y 12 m a lo largo de toda su extensión y una pendiente promedio de 85°. El talud es estable, sin embargo, ha sido afectado por la erosión, exhibiendo en su superficie surcos claramente marcados por el flujo de agua.



Figura 1. Talud afectado por la erosión hídrica.

Desde el punto de vista hidrogeológico, son depósitos altamente permeables. En cuanto al nivel freático, éste puede variar entre los diferentes niveles de terrazas, desde poco hasta

medianamente profundos. Así, en la terraza Qt5 los niveles freáticos son cercanos a la superficie, en las terrazas Qt2, Qt3, y Qt4 los niveles estáticos superficiales son cercanos al pie del talud y hasta mayores de 20 m. de profundidad y en la terraza Qt1 los niveles estáticos son profundos, según el Cuerpo Suizo de Socorro (1998).

A pesar de la mediana dificultad que el conglomerado presenta en cuanto a trabajabilidad, condición que fue evidenciada en campo en el desarrollo de la investigación, el material suele ser empleado como base de carreteras, lastrados de vías y agregados de hormigón pobre. Además, debido a la superficie llana que comúnmente presentan los depósitos de conglomerados es usual la implantación de edificios, vías de comunicación, y campos de cultivo sobre estos terrenos.

Con el fin de evitar posibles problemas de inestabilidad del material tipo conglomerado, el Cuerpo Suizo de Socorro (1998) sugiere ciertas medidas a considerar dentro de las cuales se encuentran el tratamiento de taludes de corte, uso de cortes adecuados 1/3 H/V, bermas, control de drenaje mediante cunetas, plantación de vegetación y delimitación de fajas de seguridad.

Así mismo, recomienda valores de parámetros de resistencia y densidad, los cuales se presentan en la Tabla 1.

*Tabla 1: Valores de parámetros físico-mecánicos recomendados por PRECUPA.
Recuperado de (Cuerpo Suizo de Socorro, 1998)*

Clasificación	Parámetros físico-mecánicos				Terraza
	K	γ	C'	ϕ'	
	(m/s)	(KN/m ³)	(MN/m ²)	(°)	
1) GW-SW	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁵	21 - 22	0	35 - 45	Qt1-Qt4
2) GW-SW	10 ⁻⁴ - 10 ⁻⁵	*19 - 21	0	35	Qt5
y CL					

* K= coeficiente de permeabilidad, γ = peso específico, c'= cohesión efectiva, ϕ' = ángulo de fricción efectivo

Mediante el presente estudio se pretende alcanzar una mejor estimación de los parámetros de resistencia: c' y ϕ' , específicamente de la terraza Qt5, siendo ésta la seleccionada para el estudio en virtud de la disponibilidad de sitios de muestreo. Se parte de la hipótesis de que los valores de estos parámetros presentados en la tabla anterior podrían subestimar la capacidad del suelo, suposición que surge de la asignación de un valor igual a cero de la cohesión y que podría ser mayor dado que uno de los componentes de la masa de suelo conglomerado corresponde a una fracción arcillosa que, naturalmente, aporta cierto grado de cohesión al conjunto, sumado al grado de compactación que habitualmente presenta el material, siendo este otro factor que agrega cohesión efectiva al material.

2.3.2. Conglomerado

El conglomerado es un tipo de suelo que compone varias de las formaciones geológicas de la ciudad de Cuenca, tales como la formación Turi, Tarqui, Terrazas Fluvioglaciares de la Qt1 a la Qt5 y los Aluviales. Este material presenta una amplia distribución granulométrica que abarca desde grandes boleos hasta material fino como arcilla. Es posible entonces diferenciar claramente dos componentes: los bloques o boleos y la matriz del conglomerado, cada uno con sus propias características que en conjunto determinan el comportamiento general del material. A nivel de Latinoamérica, existe registro de varias investigaciones sobre depósitos conformados por este material, así, en el valle de Aburrá, Colombia, Nanclares (2018) estudió el comportamiento mecánico de suelos de origen aluvial mediante ensayos de corte directo y ensayos triaxiales a gran escala; en Perú, el conglomerado de Lima ha sido ampliamente estudiado y los resultados han sido recopilados en publicaciones como la de Sánchez, Rodríguez, López, Laina, & Jiménez (2016); en Costa Rica, la formación Paso Real, compuesta por conglomerado, fue investigada por Jiménez (2015) mediante modelación numérica con el objetivo de determinar las propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad del material que la compone. Estos son algunos ejemplos de investigaciones que estudian el comportamiento de suelo tipo conglomerado, mediante la utilización de diferentes metodologías.

Localmente, la investigación de los conglomerados, sus propiedades y componentes ha sido abordada en el estudio de Santacruz (2012), quien presenta un análisis de las propiedades

elásticas de los conglomerados que conforman los depósitos de algunas terrazas de la ciudad. Así también, la prospección geofísica fue utilizada para establecer una caracterización geotécnica de suelo conglomerado correspondiente a las terrazas del centro histórico de la ciudad, (Avilés & Barzallo, 2016).

2.4. Resistencia mecánica de los suelos

Desde el punto de vista ingenieril, para la implantación de obras civiles se requiere determinar las propiedades mecánicas del suelo de cimentación con el objetivo de predecir su comportamiento frente a las cargas impuestas por la estructura. Es pertinente entonces definir el término “resistencia”, que según la norma ASTM D653, citada por Nanclares (2018) es “el máximo nivel de tensión que un material puede resistir sin fallar ante la aplicación de cualquier tipo de carga”.

Aplicando este concepto, específicamente al campo de la mecánica de suelos, se puede introducir la definición de resistencia cortante. “La resistencia cortante de un suelo es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior”, (Das, 2013). La estabilidad de un corte, la pendiente de una presa de tierra, la cimentación de las estructuras, las pendientes naturales de las laderas y otras estructuras construidas sobre el suelo dependen de la resistencia cortante que ofrece el suelo a lo largo de las superficies probables de deslizamiento.

La resistencia al corte es atribuida a dos componentes: uno debido a la cohesión entre las partículas del suelo y el otro debido a la fricción entre ellas, (Murthy, 2002). El criterio de Mohr-Coulomb engloba estos parámetros en una ecuación lineal en la cual para un esfuerzo normal dado y en función de los valores de cohesión y fricción de una masa de suelo, se determina el esfuerzo cortante que producirá la falla del material. En función de los esfuerzos totales en la masa de suelo, la envolvente de falla puede ser expresada mediante la ecuación 1:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Ecuación 1: Criterio de falla de Mohr- Coulomb

donde:

- τ = esfuerzo cortante en el plano de falla
- σ = esfuerzo normal en el plano de falla
- c = cohesión
- φ = ángulo de fricción interna

Debe notarse que las características de resistencia y deformación de un suelo pueden ser mejor entendidas considerándolo un esqueleto compresible de partículas sólidas que encierran espacios vacíos, los cuales pueden estar llenos de agua y/o aire, (Murthy, 2002).

Sin embargo, cuando una muestra de suelo se somete a presión externa, el cambio volumétrico no se debe al esfuerzo normal total sino a la diferencia entre el esfuerzo normal total y la presión del fluido intersticial, diferencia que es denominada como esfuerzo normal efectivo. Según Das (2013) en un suelo saturado, el esfuerzo normal efectivo viene dado por la ecuación 2:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Ecuación 2: Esfuerzo normal efectivo

donde

- σ' = esfuerzo normal efectivo, realizado por los sólidos que componen la masa de suelo
- u = presión de agua de poros

Según Murthy (2002), la resistencia cortante de los suelos está determinada en gran medida por las fuerzas friccionantes producidas por el contacto entre las partículas del suelo, que, claramente, son una función de la componente del estrés normal llevado por el esqueleto sólido es decir del esfuerzo efectivo, más que del esfuerzo total. Por lo tanto, para la aplicación de la ecuación 1 bajo esta condición, se requiere reescribirla como (Das, 2013):

$$\tau = c' + (\sigma' - u)\tan\varphi' = c' + \sigma'\tan\varphi'$$

Ecuación 3: Criterio de falla Mohr- Coulomb para esfuerzos efectivos

donde

- c' = esfuerzo de cohesión efectivo
- φ' = ángulo de fricción efectivo (de drenado)

2.4.1. Antecedentes del estudio del comportamiento mecánico de suelos heterogéneos.

Al definir el suelo tipo conglomerado como un suelo heterogéneo, dada su amplia distribución de tamaño de partícula, su comportamiento podría ser analizado mediante las técnicas que estudios anteriores como el de Nanclares (2018), Avilés & Barzallo (2016), Jiménez (2015); han utilizado para caracterizar las propiedades mecánicas de suelos heterogéneos. Dentro de estos estudios se pueden diferenciar básicamente 3 tipos de modelación utilizada sobre este tipo de suelos: modelación física, modelación empírica y modelación numérica.

Las diferentes metodologías utilizadas responden a la necesidad de resolver el problema que implica la determinación de las propiedades mecánicas en los suelos de esta naturaleza. Contrario a la relativa facilidad con la que se obtienen muestras de suelos cohesivos a ser utilizadas en la realización de ensayos de laboratorio, la obtención de muestras representativas de materiales conformados por partículas grueso granulares, incluyendo arena, grava y fragmentos de roca en una matriz de grano fino, podría resultar compleja. Según Lancellota (1995), citado por Nanclares (2018), factores como la historia de formación de un suelo, así como la diferente intensidad de los procesos dentro de la masa de suelo, hace que la magnitud de parámetros como la resistencia, rigidez, conductividad, no puedan ser calculadas, sino medidas in situ. A partir de esta consideración, es posible el estudio de la resistencia mediante un enfoque en la determinación de las características que pueden medirse fácilmente y que permiten formular una correspondencia entre las propiedades físicas y mecánicas del material.

La distribución de los tamaños de partículas ha sido utilizada para describir las propiedades físicas, geomecánicas e hidráulicas. Nanclares (2018), en su estudio sobre un depósito aluvial del valle de Aburrá (Colombia), realiza la caracterización física del material, describiendo propiedades como la densidad, la forma de las partículas y composición granulométrica y mineralógica del depósito. Combinó los resultados obtenidos de la determinación de las características físicas con los resultados de ensayos de corte directo en campo y en laboratorio y triaxiales en laboratorio, con el fin de establecer una relación entre la distribución de tamaños de granos de una muestra y la resistencia cortante de ésta. Respecto al comportamiento del ángulo de fricción se identifican dos tendencias claras: el valor del ángulo de fricción disminuye con el tamaño de partículas y aumenta conforme aumente también el rango de tamaños. Para

estas dos tendencias, el valor de cohesión disminuye con el aumento del ángulo de fricción. Para el ensayo de corte directo se presentan ángulos de fricción entre 37.76° hasta 54.65° y valores de cohesión cuyo rango varía entre 0.76 a 1.89 kg/cm^2 . Los resultados de ángulos de fricción obtenidos por corte directo son mayores respecto a los encontrados mediante ensayos triaxiales, los cuales reportan un valor máximo de 34.14° para este parámetro.

La experimentación física fue utilizada también en el estudio de los suelos gravo arenosos del conglomerado de Lima, efectuando principalmente ensayos de pruebas de carga horizontal y ensayos de rotura progresiva con el fin de establecer la posibilidad de estimar parámetros geotécnicos más reales. De los ensayos de caracterización física sobre este suelo se han obtenido valores de peso unitario entre 18 kN/m^3 a 22 kN/m^3 , densidades relativas entre el 70% y 98%, coeficientes de uniformidad entre 10 y 130 y humedades in situ de hasta 6.37%. Respecto a los parámetros de resistencia cortante obtenidos mediante ensayos de corte directo en campo, los valores del ángulo de fricción reportados varían entre 25° hasta 42° y entre 0.45 a 0.86 kg/cm^2 , (Sánchez et al., 2016).

En búsqueda de un método que permita la optimización y cuantificación de cada una de las fracciones que componen el conglomerado (o materiales similares), se ha propuesto el uso de herramientas computacionales. Dentro de este campo, se propone simular ensayos de compresión simple, compresión triaxial, pruebas de corte directo, sobre muestras virtuales de suelo conformados por bloques de roca sumergidos en una matriz de suelo; utilizando el método de elementos finitos y el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para el análisis bidimensional. Localmente, se ha incursionado en el análisis de este tipo estudiando los conglomerados que conforman las terrazas fluvio-glaciares Qt3 y Qt4 y la terraza de la formación Turi. Santacruz & Samaniego (2010) proponen abordar el problema que representa la determinación de las propiedades del conglomerado mediante una metodología basada en homogeneización computacional. Para ello se requiere generar “un modelo computacional de un volumen representativo de material para realizar ensayos virtuales”, (Santacruz & Samaniego, 2010). A partir de este modelo, se pretenden determinar un rango de valores de los parámetros elásticos del material bajo análisis. Previamente fueron calculados los parámetros elásticos de cada una de las partes que componen el conjunto, luego mediante fotografías de taludes del

conglomerado, que han sido sometidas a un proceso de segmentación y vectorización, se genera una malla de elementos finitos y se usa la información relativa a las propiedades de la matriz y los boleos. Mediante el modelo establecido se llega a obtener rangos de variación para el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson del conglomerado, a partir de la distribución granulométrica, el porcentaje de boleos y el comportamiento individual de las fases que conforman el material. Se observa entonces que existe una tendencia creciente del valor del módulo de elasticidad conforme crece el porcentaje de boleos de la muestra. El máximo valor de módulo de elasticidad determinado es 415.97 kg/cm^2 para la muestra correspondiente a la terraza Qt4 cuyo porcentaje de boleos es 51.98 % y el valor mínimo es 155.80 kg/cm^2 correspondiente a la muestra de la terraza de la formación Turi cuyo porcentaje de boleos es 24.82%. Respecto a los valores del coeficiente de Poisson, estos varían en un rango entre 0.211 y 0.215, salvo el valor correspondiente a la muestra de la terraza Qt4 con 51.98% de boleos que presenta un coeficiente de Poisson de 0.252.

Respecto a la modelación empírica, se ha analizado el comportamiento de materiales heterogéneos, sugiriendo una similitud con el comportamiento de macizos rocosos. Según Barton & Kjaernsli (1981), esta similitud está dada por el comportamiento dilatante a esfuerzos bajos y la disminución de la dilatancia a esfuerzos altos. Bajo este enfoque se ha hecho referencia al concepto de “bimrock”, término utilizado para designar a rocas compuestas por bloques embebidos en una matriz de textura más fina, (Jiménez, 2015). Kalender (2014) citado por Nanclares (2018), indica que dependiendo el grado de adherencia entre la matriz y los bloques, las bimrocks han sido clasificadas en soldadas y no soldadas o “bimsoil”. La teoría de los bimsoil postula que el comportamiento de los materiales conformados por la combinación de matriz y bloques de roca, se fundamenta en la proporción entre matriz y bloques.

Jiménez (2015) combina la modelación empírica, física y numérica y coteja los resultados obtenidos de cada metodología. Para abordar la modelación empírica, presenta tres ecuaciones propuestas por Kalender (2014), que permiten calcular la resistencia de los bloques de roca $UCS_{bimrock}$ y los parámetros de resistencia del modelo Mohr-Coulomb $C_{bimrock}$, $\phi_{bimrock}$ en función del ángulo de reposo de los bloques, la proporción volumétrica de bloques y un parámetro de ajuste que depende del ángulo de reposo de los bloques y la resistencia a compresión de la matriz. El autor utiliza además la modelación numérica con el fin de determinar las propiedades

mecánicas del conglomerado, para lo cual emplea modelos conceptuales en los cuales los parámetros de entrada son las propiedades mecánicas de los bloques y la matriz, generados mediante trabajo de campo y/o laboratorio. Se parte de la construcción de una muestra virtual, seguida de la ejecución de ensayos numéricos en la misma y la interpretación de los resultados generados a partir de estos ensayos. Finalmente, lleva a cabo la experimentación física del material, mediante ensayos de corte directo en campo sobre muestras representativas del material. Para la comparación de resultados de c y ϕ , se consideran 3 casos en los cuales se ha realizado una asignación de los parámetros de resistencia de forma que, a mayor valor de cohesión de la matriz, menor ángulo de fricción. Se registra entonces una clara tendencia en el comportamiento de c : mientras mayor sea la cohesión de la matriz, mayor es la cohesión del conjunto, similar al comportamiento del ángulo de fricción, mientras menor sea el valor de ϕ de la matriz, menor es el valor de ϕ del conglomerado. De la comparación entre las diferentes metodologías, se puede determinar cierta similitud entre los resultados obtenidos mediante la modelación numérica de un ensayo de corte directo y la modelación empírica aplicando el criterio de resistencia Bimrock para el valor de c .

De la experimentación numérica, se registra un valor máximo de c igual a 2.23 MPa correspondiente a una muestra cuya matriz presenta una cohesión de 2 MPa y un valor mínimo de 0.4 MPa para una muestra de 0.35 MPa de cohesión de la matriz. Respecto a la modelación empírica, se registra una cohesión de 2.09 MPa como valor máximo y 0.41 MPa como valor mínimo, para las condiciones de la matriz expuestas en el caso anterior. La modelación física es realizada mediante un ensayo de corte directo in situ presentando un rango de resultados de cohesión entre 0.52 y 1.01 MPa.

En cuanto a los resultados obtenidos del ángulo de fricción ϕ , la modelación empírica presenta un rango de valores entre de 34.9° a 38.2° , los cuales son relativamente bajos respecto a los resultados de las otras metodologías. De la experimentación numérica, se obtiene un valor máximo de ϕ igual a 50.2° para un ángulo ϕ de la matriz de 49° y un valor mínimo de 36.5° correspondiente a una muestra cuya matriz presenta un ángulo ϕ de 41.5° . La modelación física proporciona un rango de resultados de ϕ entre 35° a 57.8° .

En virtud de la dificultad que representa penetrar una masa de suelo heterogéneo, se propone también la utilización de métodos no destructivos para la determinación de los parámetros

relacionados a la resistencia mecánica, como ensayos de carga sobre placa o ensayos geofísicos utilizando velocidad de onda sísmica, según Glynn (1988), citado por Nanclares (2018). Localmente, los perfiles de terrazas glaciales del centro histórico de la ciudad han sido investigados por Avilés & Barzallo (2016), quienes mediante ensayos de prospección geofísica con análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) y refracción sísmica, realizaron una caracterización geotécnica de tres lugares asentados sobre depósitos de conglomerados. Se obtienen los módulos dinámicos del suelo mediante ecuaciones empíricas expresadas en función de la velocidad de onda de corte y la velocidad de onda de compresión y los módulos estáticos son calculados a partir del módulo de elasticidad dinámico y formulaciones derivadas de la teoría de la elasticidad. Se calcula la capacidad portante para cimentaciones superficiales mediante la ecuación propuesta por Tezcan et. al (2006), citados por Avilés & Barzallo (2016), la misma que viene dada en función de la densidad, la velocidad de onda de corte y un factor de seguridad. De esta forma se aproximan valores de la cohesión y el ángulo de fricción. Respecto a los resultados encontrados, se registra como máximo valor de módulo de elasticidad, 19.83 kg/cm^2 , a una profundidad de 21 m. Se registran valores entre 0.04 hasta 0.65 kg/cm^2 para la cohesión y ángulos de fricción entre 2° y 37° , sin embargo, no se puede establecer una tendencia entre los valores de c y ϕ respecto a la profundidad.

A continuación, en la Tabla 2 se presenta un resumen de los resultados de caracterización realizada por los autores antes citados.

Tabla 2: Resumen de resultados de investigaciones sobre suelos conglomerados

A partir de los precedentes regionales y locales referentes al estudio de conglomerados, se construye una base teórica - práctica que se pretende replicar sobre la terraza seleccionada en la presente investigación.

- **Envolvente de falla no lineal**

“En la mayoría de suelos, la envolvente de falla para los niveles de esfuerzos pequeños, es curva y el error de asumirla como recta, puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis”, (J. Suárez, 2006)

Maksimovic (1989), citado por Suarez (2006), propone un modelo de falla no lineal, presentado en la Figura 2:

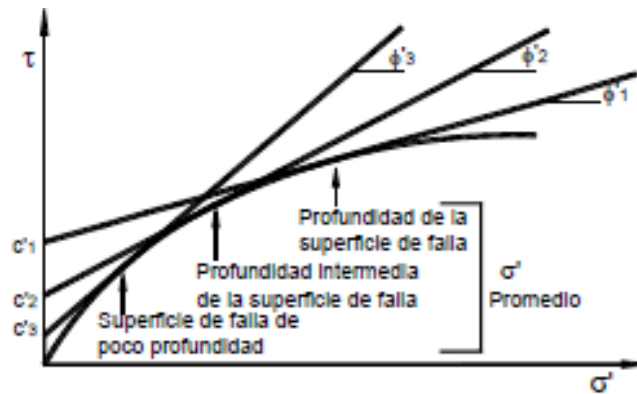


Figura 2: Envolvente de falla de Maksimovic (1989)
Recuperado de (J. Suárez, 2006)

De la gráfica se observa entonces que, el verdadero comportamiento mecánico del suelo puede ser representado mediante una curva la cual se adapta a los valores de ángulos de fricción y

	Modelación empírica	Modelación física	Modelación numérica
Depósito aluvial de Aburrá - Colombia (Nanclares, 2018)		$c = 0.76 - 1.89 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 37.76 - 54.65^\circ$	
Conglomerado de Lima- Perú (Sanchez, et al., 2016)		$\gamma = 18 - 22 \text{ kN/m}^3$ $D_r = 70 - 98 \%$ $C_u = 10 - 130$ $\omega \leq 6.37 \%$ $\phi = 25 - 42^\circ$ $c = 0.45 - 0.86 \text{ kg/cm}^2$	
Terrazas Qt3, Qt4 y Fm. Turi – Ecuador (Santacruz & Samaniego, 2010)			$E = 155.80 - 415.97 \text{ kg/cm}^2$ $\mu = 0.211 - 0.215$
Fm. Paso Real – Costa Rica (Jimenez, 2012)	$c = 0.41 - 2.09 \text{ MPa}$ $\phi = 34.9 - 38.2^\circ$	$c = 0.52 - 1.01 \text{ MPa}$ $\phi = 35 - 57.8^\circ$	$c = 0.4 - 2.23 \text{ MPa}$ $\phi = 36.5 - 50.2^\circ$
Terraza Qt3 – Ecuador (Avilés & Barzallo, 2016)	$E = 19.83 \text{ kg/cm}^2$ $c = 0.04 - 0.65 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 2 - 37^\circ$		

cohesión obtenidos para diferentes rangos de esfuerzos normales. En este modelo, es evidente

la tendencia de disminución del ángulo de fricción conforme se aplican mayores cargas de confinamiento.

Estudios como el de Nanclares (2018) arrojan resultados a partir de los cuales se verifica la alta resistencia cortante a bajos esfuerzos normales, comportamiento que, según el autor, puede ser explicado por el aumento de la dilatancia, a mayores esfuerzos normales el confinamiento impide el desarrollo de la dilatancia cuyo efecto es la reducción de la fricción.

Según Douglas (2002), citado por Nanclares (2018), las masas de suelo conformadas en mayor proporción por partículas gruesas, representan el límite inferior de la calidad de macizos rocosos, cuya resistencia cortante corresponde al aporte de la fricción entre partículas y al aporte por dilatancia o “interlocking”. La dilatancia se ve disminuida durante el proceso de carga debido a la pérdida por resistencia causada por el deterioro de las asperezas de la superficie y la reorientación de partículas. Considerando la similitud en el comportamiento entre un macizo rocoso y una masa de suelo conformada por materiales grueso granulares se podría justificar a partir de las consideraciones anteriores, un modelo de falla no lineal de este tipo de materiales.

2.4.2. Características que influyen en la resistencia

En base a la revisión bibliográfica de trabajos como el de Nanclares (2018), Duncan (2012), Gonzalez, De Barcia, Sulbaran, & Ucar (2014); se pueden identificar algunas de las características del material que influyen en la resistencia mecánica de materiales que componen depósitos caracterizados por presentar bloques de roca en una matriz de grano fino. Tales propiedades y su efecto sobre la resistencia cortante son resumidas a continuación:

- **Forma y rugosidad de las partículas:**

Las características de forma y rugosidad de las partículas que conforman el suelo suelen ir de la mano y afectan la porosidad del suelo y la capacidad de las partículas de no deformarse por deslizamiento o reordenamiento. Influyen en la capacidad de acomodamiento entre partículas de forma que, una mayor angulosidad permite generar arreglos más densos, condición que puede ser asociada con una mayor resistencia. El comportamiento de la rugosidad es tal que permite la adherencia entre partículas, incrementando la resistencia hasta un punto óptimo, luego del cual un incremento en rugosidad implica una disminución de la resistencia.

- **Relación de vacíos**

El comportamiento de este parámetro respecto a la resistencia corresponde a un incremento en el ángulo de fricción a medida que disminuye la relación de vacíos en la masa de suelo, respuesta que podría ser explicada por dos factores: un mayor número de contactos entre partículas correspondiente a una menor relación de vacíos y el anisotropismo generado en la distribución de fuerzas en los puntos de contacto. La coexistencia de estas condiciones, restringe la rotación de las partículas, la cuales tratan de deslizar sobre los puntos de contacto, lo cual a su vez reduce el número de puntos de contacto, proceso denominado dilatancia. Este proceso es asociado a un incremento de la resistencia en esfuerzos normales bajos, (Nanclares, 2018).

- **Distribución granulométrica**

La densidad que puede alcanzar una masa de suelo sometida a un nivel de esfuerzo y en consecuencia la relación de vacíos correspondiente depende de la distribución de tamaños de partículas. Materiales bien gradados, en los que los vacíos entre partículas son llenados por partículas de menor tamaño, pueden generar arreglos más densos que desarrollan resistencias cortantes más altas.

- **Historia tensional**

Independiente del proceso de formación de un depósito, todo suelo sometido a esfuerzos efectivos constantes durante un periodo de tiempo, experimenta un incremento de rigidez y de resistencia. Durante este proceso se presenta un movimiento de partícula que modifica la fricción y el comportamiento mecánico del suelo.

Las propiedades antes citadas guardan estrecha relación entre sí, así como respecto a la resistencia de un material tipo conglomerado. La determinación de algunas de estas características es de interés en el presente estudio, puesto que, a partir de ellas se pretende utilizar teorías que permiten una mejor estimación de valores de parámetros resistentes del suelo a ser utilizados en los diseños geotécnicos.

2.5. Capacidad portante de los suelos

La capacidad de carga o capacidad portante en una cimentación es definida como aquella carga que puede ser aplicada sin producir efectos sobre la estructura soportada, considerando un

factor de seguridad. No depende únicamente de las características del terreno, sino también de la cimentación, la estructura y el coeficiente adoptado, (Crespo, 2004).

Das (2013) define a la capacidad última de carga de la cimentación como la carga por unidad de área, que puede producir una falla repentina del suelo que soporta la cimentación.

Según Chen (2000), la teoría clásica de la capacidad de carga última desarrollada por Terzaghi hace más de 60 años, continúa siendo la teoría utilizada por los ingenieros en el diseño de cimentaciones. Terzaghi parte de un modelo de falla de la capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua rígida y realiza un análisis de equilibrio, dando lugar a la ecuación:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

Ecuación 4: Capacidad de carga por Terzaghi

donde

- c' = cohesión efectiva del suelo
- γ = peso unitario del suelo
- $q=\gamma D_f$
- D_f = profundidad a nivel de cimentación
- B = ancho de la cimentación.
- N_c, N_q, N_γ = coeficientes de capacidad de carga, funciones del ángulo de fricción ϕ .

En el modelo propuesto por Terzagui, se distingue una zona triangular bajo la cimentación. Originalmente, se afirmó que los ángulos formados entre la base de la cimentación y los lados del triángulo, corresponden al ángulo de fricción efectivo del material (ϕ'), consideración que posteriormente fue modificada asignando a estos ángulos un valor igual a $45^\circ + \phi'/2$. A partir de esta modificación, se pueden deducir las siguientes ecuaciones para los coeficientes N_c , N_q y N_γ :

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

Ecuación 5: Coeficiente de capacidad de carga N_q

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

Ecuación 6: Coeficiente de capacidad de carga N_c

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Ecuación 7: Coeficiente de capacidad de carga N_γ

donde ϕ' = ángulo de fricción efectiva del suelo.

La fórmula original de la ecuación de Terzaghi fue modificada considerando condiciones como la forma, la profundidad y la inclinación de la carga. Esta modificación fue realizada por Meyerhof y es expresada mediante la ecuación general (Murthy, 2002):

$$q_u = c'N_c s_c d_c i_c + q'N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Ecuación 8: Capacidad de carga por Meyerhof

donde

- c' =cohesión efectiva del suelo
- q' = tensión efectiva en el nivel la parte inferior de la base
- γ = peso específico del suelo
- D_f = profundidad de la cimentación
- s_c, s_q, s_γ = factores de forma
- d_c, d_q, d_γ =factores de profundidad
- i_c, i_q, i_γ = factores de inclinación de carga
- B = ancho de la cimentación
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga.

Con el propósito de considerar los efectos del nivel freático sobre la cimentación, se calcula la sobrecarga efectiva, mediante las siguientes expresiones (Das, 2013):

- Caso I: Si el nivel freático se encuentra entre el nivel superficial del terreno y el nivel de cimentación D_f , el factor q de la ecuación 3 se calcula mediante la fórmula:

$$q = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

con

- D_1 = profundidad del nivel freático
- $D_2 = D_f - D_1$
- γ_{sat} = peso específico saturado del suelo

- γ_w = peso específico del agua

En este caso el valor de γ de la ecuación tiene que ser sustituido por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

- Caso II: Para un nivel freático que se encuentre comprendido entre la profundidad D_f hasta una distancia igual a B , medida desde el nivel de cimentación hacia abajo, se considera la ecuación:

$$q = \gamma D_f$$

El factor γ en la ecuación de capacidad de carga debe sustituirse:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

- Caso III: Cuando el nivel freático se localiza, en una distancia mayor a B , medida desde el nivel de cimentación hacia abajo, se considera que el agua no tiene efecto.

2.6. Cálculo de asentamientos elásticos

En el apartado anterior, se describe el procedimiento y las consideraciones realizadas en el cálculo de la capacidad última de carga de las cimentaciones superficiales. Una cimentación puede fallar por corte, sin embargo, antes de que esto ocurra es posible que ésta sufra un asentamiento considerable que dañe la estructura, (Das, 2013).

Según Murthy (2002), varios autores han propuestos diferentes expresiones para el cálculo de asentamientos, entre los cuales están: Terzagui, Burland & Burdige, Meyerhoff, entre otros. En el presente estudio se realiza la estimación del asentamiento elástico de una cimentación superficial, siguiendo la expresión derivada de la teoría de la elasticidad, (Das, 2001):

$$S_e = \frac{B q_u}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

Ecuación 9: Asentamientos elásticos

donde

- S_e = asentamiento elástico
- B = ancho de la cimentación
- E_s = módulo de elasticidad del suelo
- q_u = capacidad de carga última
- μ_s = relación de Poisson del suelo

– α_r = coeficiente en función de relación L/B (longitud a ancho)

Los valores de α_r pueden ser obtenidos de la Figura 3, en función de la L/B:

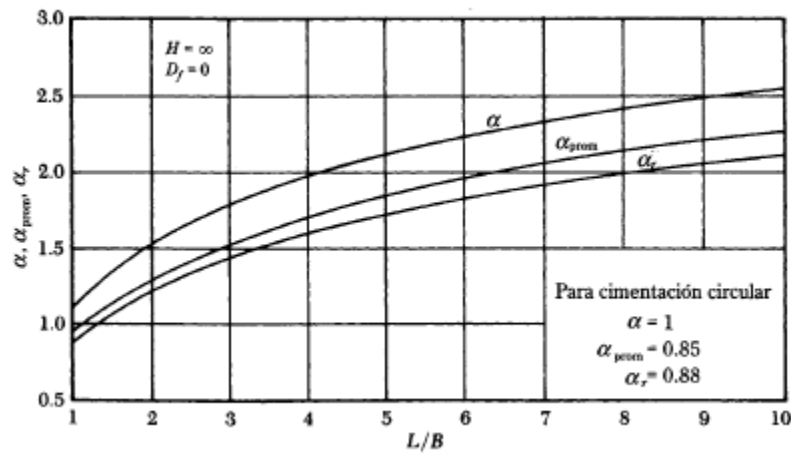


Figura 3: Valores de α_r
Recuperado de (Das, 2001)

Cuando el asentamiento elástico excede el asentamiento permisible, se requiere determinar la carga admisible por asentamientos. Para ello, a partir de la ecuación 9 se despeja el término q_u obteniendo la expresión:

$$q_u = \frac{S_e E_s}{B(1 - \mu_s^2) \alpha_r}$$

Ecuación 10: Capacidad de carga por asentamientos

Según Terzagui, Peck, & Mesri (1996) y Das (2001), el diseño de cimentaciones sobre suelos granulares está basado, usualmente, en la limitación del máximo asentamiento total a un valor de 25 mm.

2.7. Determinación de las características físicas del conglomerado de la terraza Qt5 de la ciudad de Cuenca

Dentro de este apartado se describen las propiedades cuya determinación se requiere realizar para el presente estudio, partiendo de la hipótesis de que éstas influyen sobre el comportamiento mecánico del material. Propiedades como la distribución granulométrica, la humedad, la densidad in situ y la densidad relativa, son analizadas.

2.7.1. Distribución granulométrica

Se entiende por distribución granulométrica del suelo a la división del mismo en fracciones separadas según el tamaño de partícula y expresadas como porcentajes, obtenidos en relación al peso total de una muestra seca del material ensayado.

Para la separación del material en diferentes fracciones en función del tamaño de partícula, se siguió la norma ASTM D422, la cual describe el método para determinar los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta la malla de 75 μm (N° 200).

Una vez determinados los porcentajes correspondientes a cada abertura de tamiz, se grafica la curva granulométrica, la cual contiene en las abscisas las dimensiones de los tamices en una escala logarítmica y en las ordenadas los porcentajes de suelo que pasan por cada tamiz. A partir de la curva granulométrica se obtienen el coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de curvatura (C_c), descritos a continuación:

- **Coeficiente de uniformidad (C_u):** Se define como la relación entre el diámetro correspondiente al 60% del peso del material y el diámetro por el que pasa el 10% del material:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

Ecuación 11: Coeficiente de uniformidad

Mientras mayor sea el coeficiente de uniformidad, mejor graduado es el suelo puesto que presenta una distribución más amplia de tamaños de partículas.

- **Coeficiente de curvatura (C_c):** Este parámetro viene definido por la ecuación:

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} * d_{10}}$$

Ecuación 12: Coeficiente de curvatura

Entendiéndose por d_{30} , el diámetro por el que pasa el 30% del material.

Conocido también como factor de forma, el coeficiente de curvatura es un indicador del equilibrio relativo que existe entre los diferentes intervalos de tamaño de partículas del suelo.

2.7.2. Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg o límites de consistencia son utilizados para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. En función del contenido de agua de un suelo se identifican 4 estados de consistencia: líquido, plástico, semisólido y sólido. El contenido de humedad en el cual se produce la transición entre el estado sólido y semisólido se define como límite de contracción. El contenido de humedad en el cual el suelo pasa de estado semisólido a estado plástico se conoce como límite plástico y el punto en el cual el suelo pasa de estado plástico al estado líquido es el límite líquido, (Das, 2013).

Los ensayos de determinación de los límites de consistencia utilizan únicamente la parte del suelo que pasa por la malla # 40 (Abertura 0.42 mm). Se agrega o retira agua según sea necesario y se revuelve la muestra hasta obtener una pasta uniforme en términos de humedad. En esta investigación se realizó la determinación del límite líquido mediante la norma NTE INEN 0691 y del límite plástico siguiendo la norma NTE INEN 0692.

Una vez determinados los valores para estos límites se calcula el índice de plasticidad (IP), el cual numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

2.7.3. Clasificación del suelo

Los suelos pueden ser agrupados en diferentes categorías en función de sus características físicas. En la actualidad, existen dos sistemas de clasificación que utilizan la distribución granulométrica y el comportamiento plástico de los suelos. Estos dos sistemas son: el American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Para los fines de la investigación se requiere realizar la clasificación del suelo mediante el segundo sistema, el cual distingue dos categorías, partiendo de los resultados del ensayo de granulometría:

1. Suelo de grano grueso: con menos de 50% que pasa a través del tamiz # 200. Los símbolos de grupo comienzan con la letra G o S, para suelo de grava o arena, respectivamente.

Si se determina que el suelo pertenece esta primera categoría se analiza el porcentaje de grava, es decir, la fracción comprendida entre el tamiz 3" y el tamiz # 4; y el porcentaje de arena, esto es, la fracción de material entre el tamiz # 4 y el tamiz # 200 y se define si el suelo es propiamente una grava o una arena, según el material predominante. A continuación, se analiza el porcentaje de suelo fino, es decir el que pasa el tamiz #200:

- Si este porcentaje es menor al 5% se atribuyen al suelo las propiedades de bien graduada o mal graduada, en función de los coeficientes de uniformidad y de curvatura y que son representadas en el símbolo de grupo por las letras W o P, respectivamente, acompañando a las letras G o S. Para caracterizar a una grava o arena como bien graduada, los coeficientes granulométricos deben encontrarse entre los rangos:

$$C_u \geq 4$$
$$1 \leq C_c \leq 3$$

De no cumplir las dos condiciones anteriores (simultáneamente) se asigna al suelo la característica de mal graduado.

- De no ser este el caso y presentar un porcentaje de suelo que pasa el tamiz # 200 mayor al 12%, se recurre a la carta de plasticidad y se determina en función del índice de plasticidad y el límite líquido, si el suelo es limoso o en su defecto es arcilloso. Estas condiciones son representadas en el símbolo de grupo por las letras M y C, para limo y arcilla respectivamente, y colocadas luego de la primera letra (G o S).
 - Si el porcentaje de suelo pasante el tamiz # 200, se encuentra en el rango de 5% - 12%, se realizan los dos procedimientos descritos anteriormente, es decir, el suelo posee doble nomenclatura.
2. Suelo de grano fino: Si el porcentaje de suelo que pasa el tamiz # 200 es mayor al 50%. Los símbolos de grupo comienzan con las letras M o C, para suelos limosos o arcillosos respectivamente.

Se recurre a la carta de plasticidad y se determina si el suelo es propiamente limo (M) o arcilla (C). A continuación, se define, en función del límite líquido, si se trata de un suelo de alta compresibilidad, para un $LL > 50$ o de baja compresibilidad para el caso contrario. Esta característica es representada en el símbolo de grupo por las letras H y L, para alta y baja compresibilidad respectivamente, colocadas enseguida de la primera letra.

2.7.4. Humedad

Razón entre peso del agua y peso del suelo seco de una muestra. Se expresa en porcentaje:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Ecuación 13: Contenido de Humedad

donde:

- W_w : peso del agua
- W_s : peso del suelo seco

2.7.5. Densidad

La densidad del suelo viene definida como la razón entre el peso de una porción de suelo y el volumen que esta ocupa. La unidad de densidad SI es el kilogramo por metro cúbico (kg/m^3). Esta propiedad puede ser determinada en campo mediante métodos manuales, mediante la utilización del densímetro nuclear y mediante ensayos geofísicos. A continuación, se presentan los fundamentos teóricos del densímetro nuclear, debido que este uno de los métodos empleados dentro de la presente investigación.

- **Densímetro nuclear:**

El densímetro nuclear es un dispositivo electrónico que permite la determinación rápida y precisa del porcentaje de humedad y la densidad de suelos o agregados y asfalto, en campo. Su funcionamiento está basado en la interacción de los rayos gamma provenientes de una fuente radioactiva y los electrones de los átomos del suelo. Esta interacción es captada por un detector situado a corta distancia de la fuente emisora, sobre, dentro o junto al material a medir.

La lectura de la intensidad de la radiación es convertida a medida de densidad húmeda por medio de una curva de calibración del equipo, (Guerrón, 2013).

El equipo permite realizar dos tipos de mediciones:

- **Transmisión directa:** La fuente gamma se posiciona a una profundidad específica, dentro de la capa del material a ser analizado, mediante la implantación de la varilla de perforación. Las emisiones gamma son transmitidas a través del material, hacia los detectores, dentro del equipo.
- **Retro-transmisión:** Los fotones gamma deben ser dispersados al menos una vez, antes de alcanzar a los detectores. Para ello, se coloca la varilla de manera que, la fuente y los detectores se encuentran en el mismo plano. Los fotones provenientes de la fuente penetran en el material, y los que se dispersan son medidos por los detectores.

2.7.6. Densidad relativa

El parámetro densidad relativa es utilizado comúnmente para representar la soltura de un suelo granular y es definida mediante la ecuación 14 (Chen, 2000):

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

Ecuación 14: Densidad Relativa

donde:

- D_r = densidad relativa (%)
- e = relación de vacíos in situ
- e_{max} = proporción de vacíos del suelo en la condición más suelta
- e_{min} = proporción de vacíos del suelo en la condición más densa

Varios autores, relacionan la densidad relativa con otros parámetros del suelo, tales como la compactación relativa obtenida mediante la realización de un ensayo Proctor sobre una muestra del suelo, (Duncan & Bursey, 2007). En la Tabla 3 se presentan los valores de densidad relativa correspondientes a diferentes porcentajes de compactación relativa obtenida mediante los métodos: Proctor modificado ASTM D1577 y Proctor estándar ASTM D698.

*Tabla 3: Densidad relativa en función de valores de compactación relativa
Recuperado de (Duncan & Bursey, 2007)*

Compactación relativa		Densidad Relativa (Dr)
Proctor modificado	Proctor estándar	
ASTM D1577	ASTM D698	
100%	105%	100%
95%	100%	75%
90%	95%	50%
85%	90%	25%
80%	85%	0%

En el presente estudio, se utiliza la tabla presentada anteriormente para aproximar el valor de densidad relativa del material que será utilizada en la aplicación de una de las formulaciones empíricas presentadas en el siguiente apartado. Se realiza previamente el ensayo Proctor modificado, siguiendo la norma ASTM D1577.

2.8. Determinación de las características mecánicas del conglomerado de la terraza Qt5 de la ciudad de Cuenca

Con el propósito de realizar una aproximación de las propiedades resistentes del conglomerado, se proponen las siguientes metodologías que podrían ser agrupadas en: aplicación de relaciones empíricas y ejecución de ensayos directos en campo. A continuación, se presentan los criterios empíricos usados y las técnicas empleadas en campo para determinar las propiedades mecánicas del material en análisis.

2.8.1. Determinación mediante correlaciones empíricas

2.8.1.1. Criterio de Duncan

Duncan (2012), presenta criterios de varios autores en donde se establece que la resistencia mecánica de un suelo heterogéneo está influenciada por ciertas propiedades como la presión de confinamiento, la densidad relativa, la gradación, la forma de las partículas y la humedad; el

documento presenta un resumen de investigaciones que relacionan el ángulo de fricción y cada una de las propiedades antes citadas.

Por otra parte, Duncan (2012), ha realizado una investigación minuciosa sobre el comportamiento mecánico de enrocados, en este estudio establece que la resistencia al corte de tales masas de material varía directamente con la densidad seca de la masa; la angularidad, rugosidad de la superficie, la resistencia a la compresión inconfiada de las partículas; y la tensión actuante. Esa resistencia varía inversamente con el grado de uniformidad y tamaño máximo de las partículas, es decir, que mientras más uniforme o menor variación en el tamaño de partícula presente el suelo y mayor tamaño de partícula presente, menor será su resistencia al corte. Se experimentó con 125 muestras de materiales de densidades relativas conocidas y con diferentes rangos de índices granulométricos.

El criterio desarrollado por el profesor Duncan es expresado mediante la ecuación 15, cuyos términos relacionan factores como la distribución granulométrica y el grado de confinamiento al que se encuentra sometido una masa de suelo. Entonces, el ángulo de fricción puede ser obtenido mediante la expresión:

$$\phi = A + B(D_r) - [C + D(D_r)] \log_{10} \left(\frac{\sigma_N}{P_a} \right)$$

Ecuación 15: Ángulo de fricción según Duncan (2012)

Donde:

A, B, C, D son coeficientes que dependen del tipo de material y de su granulometría.

D_r : Es la densidad relativa del material en sitio.

σ_N : Es el esfuerzo normal que se encuentra resistiendo el material en sitio.

P_a : Es la presión atmosférica.

A partir de esta expresión se calcula un ángulo de fricción que involucra los parámetros anteriores. De forma que se requiere determinar ciertas características físicas del material, tales como la distribución granulométrica y la densidad relativa dada en función de la compactación relativa.

Los parámetros A, B, C y D se determinan en función del Cu del material analizado utilizando los valores de la Tabla 4.

Tabla 4. Valores para parámetros A, B, C y D.
Recuperado de (Duncan, 2012).

Tipo de material	A	B	C	D	Desviación estándar
Grava con $C_u > 4$	44	10	7	2	3.1°
Arena con $C_u > 6$	39	10	3	2	3.2°
Arena con $C_u < 6$	34	10	3	2	3.2°

2.8.1.2. Criterios empíricos de diferentes autores

Además de la ecuación antes mencionada, se dispone de diferentes tablas y gráficas que permiten determinar el ángulo de fricción del material dependiendo de la densidad y densidad relativa para suelos granulares. A continuación, se presenta una recopilación de diferentes tablas y graficas:

Tabla 5. Relaciones entre densidad relativa, resistencia a la penetración y ángulo de fricción (Meyerhof, 1956)
Recuperado de (Duncan, Horz, & Yang, 1989)

State of Packing	Relative Density	Standard Penetration Resistance N	Static Cone Resistance q_c	Angle of internal friction
	%	blows/ft	tsf or kgf/cm ²	
Very Loose	<20	<4	<20	<30
Loose	20-40	4-10	20-40	30-35
Compact	40-60	10-30	40-120	35-40
Dense	60-80	30-50	120-200	40-45
Very Dense	>80	>50	>200	>45

Mediante la Tabla 5, se podría obtener una estimación del ángulo de fricción interna, a partir de valores de parámetros tales como: la densidad relativa expresada en porcentaje, la resistencia obtenida de una prueba de penetración estándar expresada en número de golpes por pie y la resistencia estimada mediante un ensayo de cono estático expresada en unidades de esfuerzo (kg/cm^2). En el presente estudio, se estima un ángulo de fricción mediante la relación establecida entre éste y la densidad relativa del suelo.

Tabla 6. Valores de densidad relativa y ángulo de fricción interna: relaciones de (Meyerhof G.1956), (Giuliani F y Nicoll F, 1982). Recuperado de (Duncan et al., 1989)

Densidad relativa Dr %	ϕ Ángulo de fricción interna ϕ_{Meyerhof}	ϕ Ángulo de fricción interna $\phi_{\text{Giulani-Nicoll}}$
10	27	32
20	28	34
30	30	35
40	31	36
50	33	38
60	34	39
70	36	40
80	37	41
90	39	42
100	40	43

A partir de los valores presentados en la Tabla 6, se puede generar la gráfica presentada en la Figura 4.

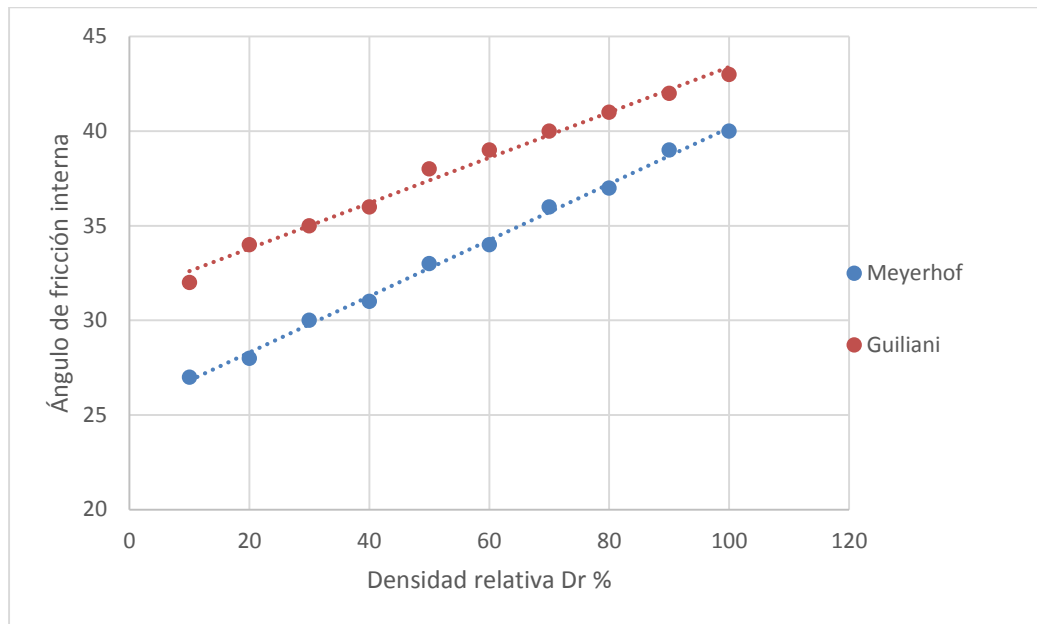


Figura 4. Relación del ángulo de fricción interna y densidad relativa según (Meyerhof, 1956) y (Giuliani F y Nicoll F, 1982). Recuperado de (Duncan et al., 1989)

Meyerhof (1956) y Giullani & Nicoll (1982), citados por Duncan et al. (1989), proponen una relación entre los valores de densidad relativa de un suelo y la resistencia a cortante del mismo, representada por el ángulo de fricción interna. De los valores presentados en la Tabla 6, se observa una diferencia porcentual de hasta 6 puntos entre los dos diferentes valores de ángulos de fricción propuestos. Al representar gráficamente la relación establecida entre la densidad relativa y el ángulo de fricción interna es posible establecer una tendencia lineal entre los puntos correspondientes a densidades relativas entre 10% y 100%.

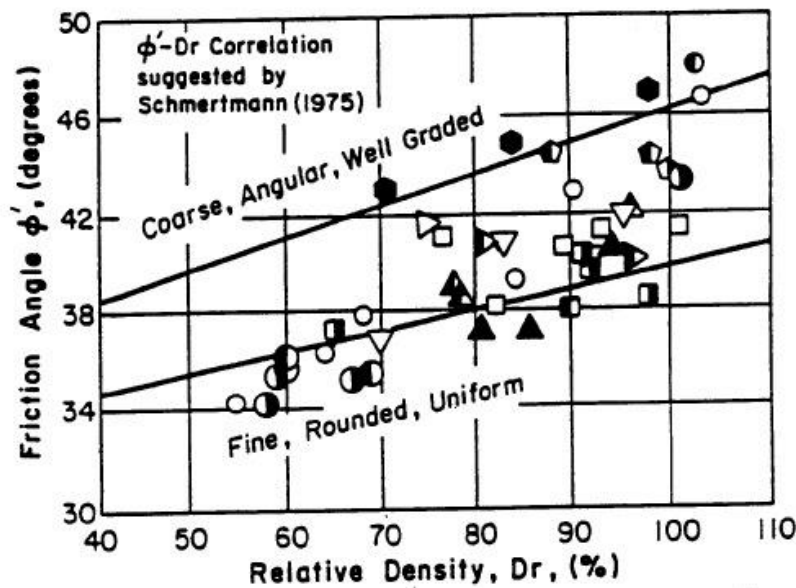


Figura 5 Ángulo de fricción del suelo en función de Densidad relativa (Lunne & Kleven, 1982)
Recuperado de (Duncan et al., 1989)

En la Figura 5 se presenta gráficamente la relación existente entre la densidad relativa y el ángulo de fricción efectivo, según Lunne & Kleven (1982), citados por Duncan et al. (1989). La relación entre estos parámetros puede seguir una tendencia lineal y se puede establecer una diferenciación entre materiales finos, redondeados y uniformes y materiales gruesos, angulares y bien graduados; evidenciando un incremento en el ángulo de fricción interna para este segundo tipo.

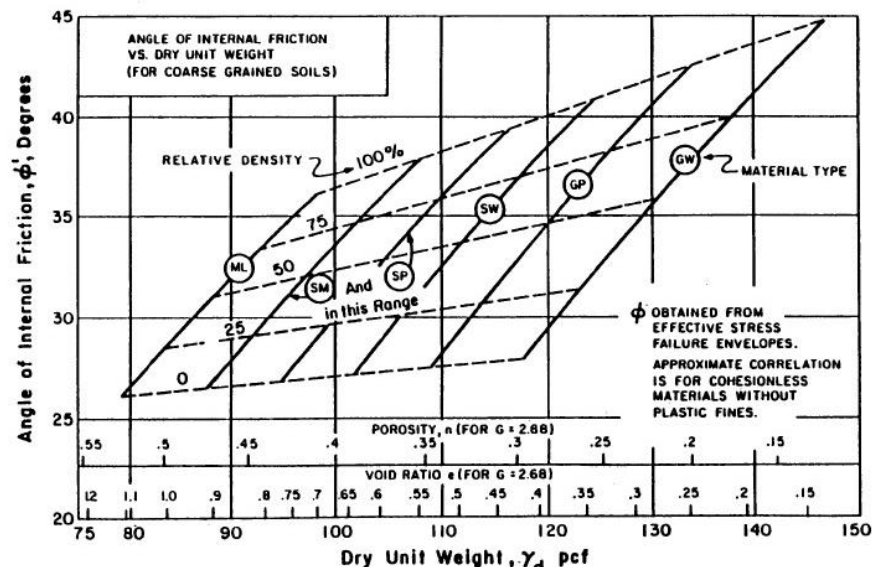


Figura 6 Ángulo de fricción del suelo en función de Peso específico (NAVFAC,1982)
Recuperado de (Duncan et al., 1989)

Se ha considerado la utilización de una relación que además de involucrar la densidad relativa del material, incluya el peso unitario seco del material, así como la clase de suelo de acuerdo al sistema de clasificación SUCS, la cual es presentada en la Figura 6. La misma gráfica incluye las propiedades relación de vacíos y porosidad en el eje de las abscisas, de forma que, también es posible la utilización de estos parámetros para la estimación del ángulo de fricción interna.

2.8.2. Determinación de propiedades mecánicas de conglomerados mediante ensayos en campo

2.8.2.1. Ensayo de corte directo

Básicamente, el ensayo de corte directo requiere de un equipo el cual consiste en una caja metálica, puede esta ser cuadrada o circular, dentro de la cual se coloca una muestra de suelo. La caja se divide en dos mitades, aplicando una fuerza cortante sobre la parte superior de la caja. Simultáneamente se aplica un esfuerzo normal sobre la muestra, la cual permanece constante durante el ensayo. La fuerza cortante se aplica con el propósito de mover una mitad de la caja con respecto a la otra, provocando una falla en la muestra de suelo.

Respecto a la metodología a ser utilizada Nanclares (2018), referencia la norma ASTM D4554: "Standard Test Method for In Situ Determination of Direct Shear Strength of Rock",

Determinación In Situ de la Resistencia de Corte Directo de Discontinuidades de Roca; como el documento que contiene los lineamientos a seguir para desarrollar el ensayo de corte en un material como el estudiado.

La norma establece como alcance de la prueba la determinación de la resistencia cortante máxima y residual de las discontinuidades de roca in situ en función del esfuerzo normal al plano de corte. Así mismo, enlista los siguientes aparatos como parte del equipamiento necesario para la realización del ensayo:

- Equipo de corte y encapsulamiento del espécimen de prueba
- Equipo para la aplicación de la fuerza normal
- Equipo para la aplicación de la fuerza de corte
- Equipo para la medición de la fuerza aplicada
- Equipo para la medición del desplazamiento normal y lateral.

Con el objetivo de cubrir el equipo recomendado y el requerido para la ejecución del ensayo se propone el siguiente arreglo para el presente estudio. Se considera la utilización de una caja metálica dentro de la cual se encapsula la muestra intacta de suelo. La carga normal es aplicada mediante la utilización de sacos de cemento, colocados sobre una placa asentada sobre el suelo de forma que, la carga normal se mantiene constante en cada ensayo mientras se aplica una fuerza cortante sobre el espécimen de suelo. Para ello, la norma sugiere la utilización de uno o más cilindros hidráulicos que provean la suficiente fuerza para inducir el corte en el bloque de suelo bajo ensayo. Bajo esta consideración, se ha requerido la utilización de un cilindro hidráulico al cual ha sido adaptado un manómetro que mida la presión del fluido dentro del cilindro. Para llevar esta presión a términos de fuerza se requiere la calibración del cilindro modificado en laboratorio, de esta forma se permite la medición de la fuerza cortante aplicada.

2.8.2.2. Ensayos geofísicos

La geofísica se define como la aplicación de los principios, leyes y prácticas de la física a la solución de problemas relativos a la tierra y al estudio de sus fenómenos internos y externos. Mediante el desarrollo de la tecnología y el uso de los principios básicos de la geofísica es posible la prospección del subsuelo con fines prácticos, comerciales e industriales.

Los métodos geofísicos de prospección pueden ser clasificados en: eléctricos, gravimétricos, magnéticos y sísmicos. En el presente estudio se realizó la exploración de un sitio de muestreo mediante los métodos sísmicos descritos a continuación:

- **MASW:** El método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW por sus siglas en inglés) permite establecer de forma indirecta la estratigrafía del subsuelo, con base en el cambio de propiedades dinámicas de los materiales. El método consiste en la interpretación de las ondas superficiales, generadas por impulsos o por una fuente sísmica vibratoria y registradas por un arreglo lineal de múltiples receptores. Mediante la utilización de la propiedad de dispersión de las ondas es posible generar un perfil de velocidad de ondas de corte (Ondas S) en función de la profundidad. (Suárez, 2017). Los receptores o geófonos deben ser colocados a lo largo de un eje y separados a una misma distancia, deben ser verticales y de baja frecuencia, (Avilés & Barzallo, 2016).
- **ReMi:** la técnica ReMi, denominación derivada de “Refraction Microtremor”, es un método geofísico de sísmica pasiva, cuya base teórica es la misma que la del método MASW; diferenciándose de éste por su fuente vibratoria. El método ReMi registra el ruido sísmico ambiental, captando las ondas superficiales generadas por el entorno o fuentes artificiales mediante un dispositivo de refracción digital de 12 a 24 receptores, (Álvarez, 2015). Según Avilés & Barzallo (2016), mediante este método se obtiene información de grandes volúmenes de subsuelo, pudiendo alcanzar profundidades de hasta 100 m. Experimentalmente se ha determinado que la máxima profundidad corresponde a un tercio o la mitad de la longitud del alineamiento.
- **ESAC:** El método ESAC o método de auto correlación espacial extendido, deriva su fundamento del método SPAC, el cual es un método de medición pasivo, que requiere una configuración circular de los sensores. De allí que, el arreglo de sensores en el método ESAC pueda adoptar diferentes geometrías, siendo habitual en la práctica utilizar una configuración bidimensional con forma de L, (San Martín, 2015); por este motivo resulta ser una buena opción, puesto que permite arreglos de sensores con geometrías semejantes a las calles de una ciudad. Esta técnica se basa en el estudio de las características de ruido ambiental en la superficie del suelo, espacial y temporalmente. Las velocidades verticales registradas por geófonos en puntos de la superficie, durante

un intervalo de tiempo, son consideradas como ondas superficiales, (Avilés & Barzallo, 2016).

Según San Martín (2015), las tres técnicas pueden ser combinadas para alcanzar una mayor exploración en profundidad. El método MASW, es capaz de captar frecuencias altas y traducirlas a los estratos más cercanos a la superficie. En esta técnica se conoce la dirección del frente de propagación de ondas y la ubicación de la fuente, lo cual la hace confiable; sin embargo, si no se dispone de una fuente de gran energía, la curva de dispersión obtenida estará limitada a longitudes de ondas muy cortas. Para suplir este defecto, es habitual complementar la información de ensayos activos como éste recurriendo a ensayos pasivos que permitan explorar frecuencias más bajas. De esta forma, se amplía el rango de frecuencias y con ello, la profundidad de exploración, (Avilés & Barzallo, 2016).

Una vez realizado el trabajo en campo, se procesa la información y se determina los valores de las velocidades de ondas de compresión (V_p) y las velocidades de ondas de corte (V_s). A partir de estos valores, es posible determinar ciertos parámetros geotécnicos de interés, para los diferentes estratos.

Siendo el peso específico, uno de estos parámetros, se considera la aplicación de la ecuación 16, sugerida por Keceli (2009), citado por Kaptan (2012):

$$\gamma = 4.3 V_s^{0.25}$$

Ecuación 16: Peso específico en función de V_s

con

- γ = peso específico (kN/m³)
- V_s = velocidad de onda de corte (m/s)

Una vez obtenidos los pesos específicos, se determinan la relación de Poisson y los módulos dinámicos: rigidez o de corte, Young o de elasticidad, Bulk o volumétrico y el módulo edométrico, para cada estrato, siguiendo las expresiones, (Aguay & Dranichnikov, 2012):

$$\mu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

Ecuación 17: Coeficiente de Poisson

con

- μ = módulo de Poisson
- V_s = velocidad de onda de corte (m/s)
- V_p = velocidad de onda de compresión (m/s)

$$G_{din} = \rho V_s^2$$

Ecuación 18: Módulo de corte dinámico

con

- G_{din} = módulo de corte dinámico (kN/m²)
- ρ : densidad de masa dada por la razón entre el peso específico y el valor de la aceleración de la gravedad. (kg/m³)
- V_s = velocidad de onda de corte (m/s)

$$E_{din} = 2V_s^2 \rho (1 + \mu)$$

Ecuación 19: Módulo de elasticidad dinámico

donde

- E_{din} = módulo de Young o módulo de elasticidad dinámico (kN/m²)
- ρ : densidad (kg/m³)
- V_s = velocidad de onda de corte (m/s)
- μ = módulo de Poisson

$$K_{din} = \frac{E_{din}}{3(1 - 2\mu)}$$

Ecuación 20: Módulo volumétrico dinámico

con

- K_{din} = módulo volumétrico (kN/m²)
- E_{din} = módulo de Young (kN/m²)
- μ = módulo de Poisson

$$E_{e\,din} = \rho V_p^2$$

Ecuación 21: Módulo edométrico dinámico

donde

- $E_{c\,din}$ = módulo edométrico dinámico (kN/m²)
- V_p = velocidad de onda de compresión (m/s)
- ρ : densidad (kg/m³)

Según Aguay & Dranichnikov (2012), a partir de investigaciones en diferentes regiones de la ex URSS, se han determinado relaciones entre el módulo de elasticidad dinámico y el módulo de elasticidad estático, las cuales son presentadas a continuación:

- Para suelos arenosos con humedad natural que yacen de 2 a 2.5 m sobre el nivel freático

$$E_{est}(kg/cm^2) = 0.08539E_{din} + 30$$

Ecuación 22

- Para suelos arenosos que yacen 0.5 m bajo el nivel freático

$$E_{est}(kg/cm^2) = 0.0445E_{din} + 31$$

Ecuación 23

- Cerca del nivel freático (N.F.-2.5m $\leq z \leq$ N.F. +0.5m)

$$E_{est}(kg/cm^2) = 0.08176E_{din} - 46$$

Ecuación 24

- En suelo saprolíticos de los Urales que yacen sobre el nivel freático

$$E_{est}(kg/cm^2) = 0.1116E_{din} - 42$$

Ecuación 25

- Suelo areno-arcilloso que yacen sobre el nivel freático

$$E_{est}(kg/cm^2) = 0.09346E_{din} + 4$$

Ecuación 26

- Suelos limosos no saturados tipos Loess

$$E_{est}(kg/cm^2) = 0.045E_{din} + 70$$

Ecuación 27

Para la presente investigación se considera un suelo de tipo arenoso, por tanto, para el cálculo del módulo de elasticidad estático requiere la aplicación de las ecuaciones 22 y 23.

- **Carga admisible q_a**

La capacidad de carga puede ser estimada en función de la velocidad V_s , con la ecuación propuesta por Tezcan (2006), citado por Avilés & Barzallo (2016):

$$q_a = 0.1\gamma V_s/n$$

Ecuación 28: Capacidad de carga en función de onda de corte

donde

- γ = peso específico (kN/m^3)
- V_s = velocidad de onda de corte (m/s)
- n = factor de seguridad en función del tipo de suelo

Según Avilés & Barzallo (2016), los valores de c y ϕ , pueden ser asumidos de acuerdo al tipo de suelo bajo análisis y luego ser validados mediante la comparación entre los resultados obtenidos de la ecuación de capacidad de carga última de Terzagui y la expresión empírica propuesta por Tezcan.

3. MATERIALES Y MÉTODOS

En este capítulo se abordarán las metodologías necesarias para describir el material tanto física como mecánicamente.

Para lograr determinar las propiedades físicas del material se realizaron ensayos de densidad, humedad natural y granulometría, mientras que para la obtención de parámetros de resistencia cortante se consideró seguir dos tipos de análisis, siendo estos: relaciones empíricas propuestas por diferentes autores y resultados obtenidos de ensayos en campo. Una vez obtenidos estos parámetros se procedió a realizar el cálculo de capacidad portante del suelo tipo conglomerado analizado para diferentes tipos y tamaños de zapatas.

A continuación, se listan las actividades realizadas, las cuales se describirán posteriormente.

- Localización de sitios en excavación.
- Toma de muestras en cada punto de interés.
- Caracterización física del material extraído en cada toma de muestra, incluye: densidad, humedad natural y granulometría.
- Realización de ensayos geofísicos en uno de los puntos de muestreo.
- Diseño, construcción y modificación de equipos para realización de ensayo de corte directo en campo.
- Realización de ensayo de corte directo en campo.
- Comparación de datos de densidad obtenidas con diferentes métodos.
- Comparación de ángulos de fricción obtenidos con diferentes métodos.
- Obtención de capacidad portante del suelo para diferentes tipos de zapatas.

3.1. Localización de sitios en estudio

El presente trabajo se realizó en la ciudad de Cuenca, capital de la provincial del Azuay, ubicada en el sur del Ecuador como se observa en la Figura 7.

Con el fin de obtener resultados más representativos en los ensayos a realizar se decidió tomar las muestras solamente de una terraza fluvioglacial de la ciudad de Cuenca, siendo la Qt5 la escogida, esto debido a que se contó con la facilidad de obtención de datos en cinco puntos diferentes, siendo estos: dos obras a cargo de la constructora López Guillén, una obra a cargo de la compañía EjeProy, una construcción desarrollada por particulares y un lote de terreno en el que se brindó la posibilidad de toma de muestras y realización del ensayo de corte directo en campo.

La Qt5, denominada también terraza nueva se encuentra asentada desde el noreste de la ciudad de Cuenca, específicamente desde la zona de la parroquia Sayausí entre los cauces de los ríos Tomebamba y Yanuncay hasta el noroeste en la zona de Nulti. También existen zonas alistadas pertenecientes a la Qt5 en los sectores de San Pedro del Cebollar y San Joaquín. La localización antes descrita de la terraza se muestra en la Figura 8 generada a través del Informe final del Proyecto PRECUPA.

Como se observa en la Figura 8, esta terraza se puede considerar como un material común en la zona urbanizada de la ciudad de Cuenca, por lo que los puntos de muestra se tomaron dispersos sobre la terraza, con lo cual se buscó obtener representatividad del material.

La Figura 9 muestra la ubicación de los puntos sobre la ciudad; como se puede observar, todos los puntos de muestreo están ubicados sobre la terraza fluvioglacial en estudio.

a)

b)



c)



d)



Figura 7. Localización de: a) Provincia del Azuay, b) Ciudad de Cuenca, c) Cantón Cuenca, d) Puntos de estudio.



- Dirección: Av. Remigio Crespo 1-50 y Federico Proaño.

- Coordenadas: E 721347, N 9678550.

Muestra 2

- Dirección: Av. Ordoñez Lasso S/N y del Culantro.
- Coordenadas: E 715957, N 9681050.

Muestra 3

- Dirección: Av. Ordoñez Lasso S/N y redondel de Balzay.
- Coordenadas: E 717004, N 9680850.

Muestra 4

- Dirección: Manuel J. Calle y Cornelio Merchán esquina.
- Coordenadas: E 722093, N 9678380.

Muestra 5

- Dirección: Av. Paseo de los Cañaris y Av. Pumapungo esquina.
- Coordenadas: E 722935, N 9678230.

3.2. Toma de Muestras

En cada uno de los lugares antes mencionados se procedió a tomar tres muestras. La primera muestra se utilizó para la obtención de granulometría, la segunda para la obtención de densidad y humedad natural del material y la tercera muestra se utilizó para obtener la densidad de los clastos presentes en cada sitio de muestreo. Definiendo como clastos a las rocas o fragmentos de éstas presentes en el suelo.

Los métodos y cantidades de muestreo se describen en los apartados dedicados a cada uno de los temas antes mencionados.

3.3. Caracterización física

3.3.1. Gradación

La gradación hace referencia a la distribución granulométrica que presenta el material analizado. Para la obtención de este parámetro se realizaron ensayos de granulometría por cribado y un análisis de imágenes tomadas en campo, en las cuales se capturó la granulometría mediante inspección visual con la ayuda del software de Autodesk AutoCAD 2018 y ArcMap 10.5 de ArcGis.

La granulometría por cribado se utilizó para caracterizar las partículas con un tamaño menor a 3", mientras que para partículas con tamaños mayores se utilizó la granulometría por inspección visual.

La gradación del material se obtiene al combinar ambos métodos generando así una curva granulométrica representativa del lugar analizado.

Debido a las condiciones que se presentaron en campo las muestras 1 y 2 fueron obtenidas a una profundidad de entre 1 a 2 m, mientras que las muestras 3, 4 y 5 se las obtuvo a profundidades de 3, 5 y 3.5 m respectivamente.

3.3.1.1. Granulometría por tamizado

Para la realización de este ensayo, luego del respectivo cuarteo en campo, se obtuvo una muestra con un peso de aproximadamente 50 kg en cada punto de muestreo cumpliendo así con la cantidad mínima para ensaye de suelos con partículas con tamaño máximo absoluto de 150 mm presentado en la norma ASTM D422. Posteriormente en laboratorio se procedió a retirar las partículas que son retenidas por el tamiz de 3" debido a que estas partículas fueron analizadas mediante un análisis por imágenes.

El ensayo se realizó en dos etapas: serie gruesa y serie fina. Para la serie gruesa se utilizó material cuarteado de cada punto de muestreo utilizando los siguientes tamices: 3", 2.5", 2", 1.5", 1", 3/4", 1/2", 3/8" y #4. Mientras que para la serie fina se utilizó 500 gramos de material depositado en el fondo luego de la realización de la granulometría de gruesos, a este material se lo lavó sobre el tamiz #200 para así obtener el porcentaje de finos en el suelo analizado. Una

vez lavado y secado el material, se procedió a realizar la granulometría utilizando los tamices: #4, #8, #16, #30, #50, #100 y #200.

3.3.1.2. Granulometría mediante imágenes tomadas en campo

Para la realización del análisis granulométrico, mediante esta metodología, se requiere partir de una imagen tomada en campo junto con una escala (ver Figura 10) para su posterior análisis con AutoCAD 2018, en el cual se realiza una discriminación por tamaño de las partículas observables en dicha imagen como lo muestra la Figura 11. Posterior a esto se utilizó el software ArcMap 10.5 para la obtención de las dimensiones y áreas que ocupa cada partícula analizada (ver Figura 12), al procesar estos datos se obtiene un área de clastos comprendida entre diferentes rangos de tamaños de partículas.

Para la obtención de la curva granulométrica por peso se debe conocer la densidad total del suelo y la densidad de los clastos analizados. Una vez determinados estos valores, se obtiene el peso de clastos retenidos entre cada rango para así finalmente obtener la granulometría del suelo para las partículas mayores a 3".

La escala utilizada consiste en una regla de madera de 1 m de longitud dividida en cuatro secciones de 25 cm cada una.



Figura 10. Suelo en análisis junto a la escala utilizada.

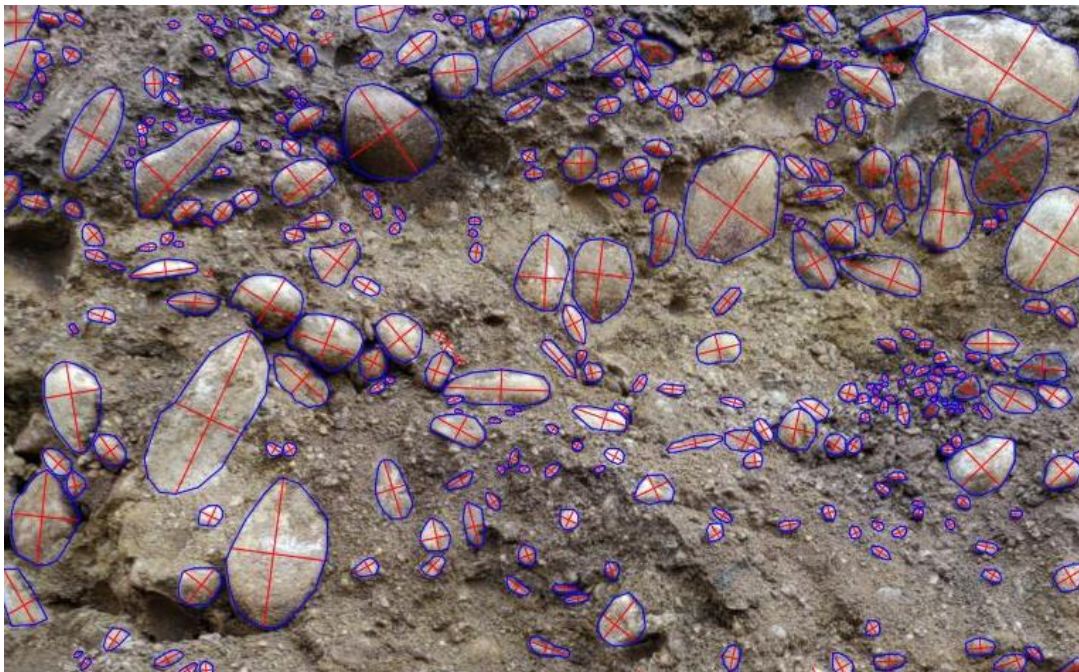


Figura 11. Discriminación de partículas en AutoCAD 2018.

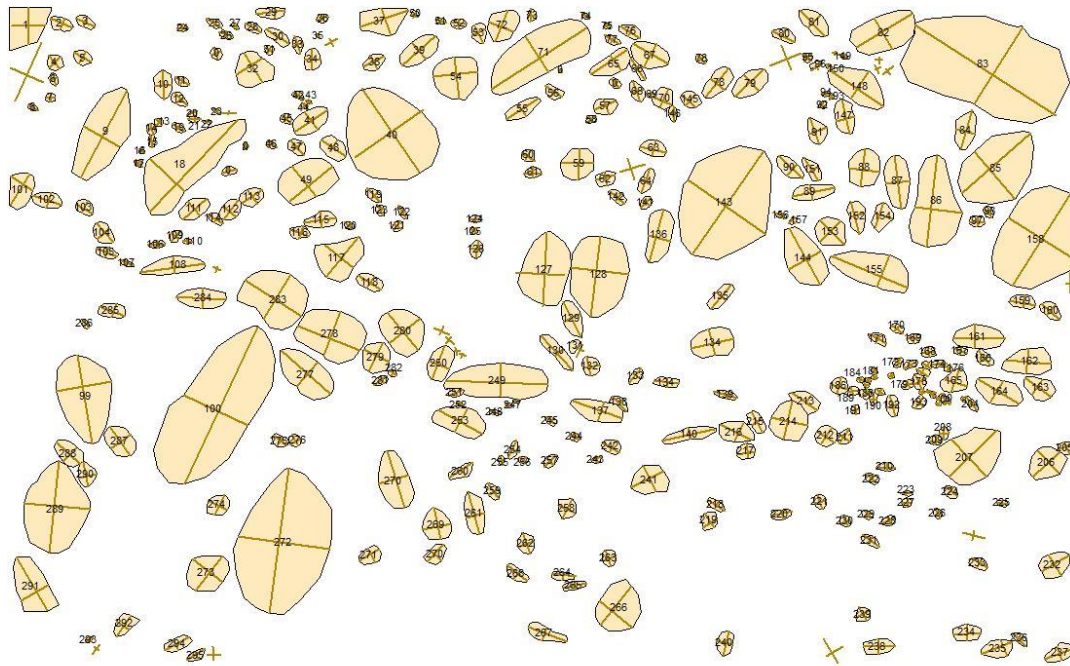


Figura 12. Análisis de partículas en ArcMap 10.5.

A continuación, se presenta un ejemplo del método utilizado para la obtención de la gradación aplicado en el material obtenido del punto de muestreo 4.

Se inicia con la identificación de partículas que tengan un diámetro menor mayor a 76 mm (3") en el software AutoCAD 2018.

En la Figura 13 se presenta un clasto en el cual se puede distinguir su diámetro mayor y menor.

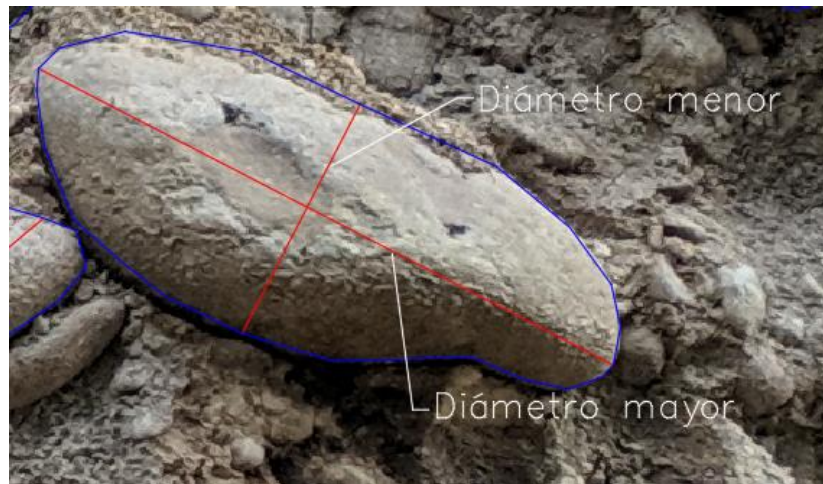


Figura 13. Ejes mayor y menor en clastos.

A continuación, en el software ArcMap 10.5 se crea una capa correspondiente a las geometrías: polígonos y líneas asociadas a cada partícula. Se calcula el área que ocupa cada clasto y se crea un identificador con la finalidad de poder relacionar el diámetro de cada partícula con su respectiva área, luego se exporta la tabla de atributos y se la procesa en una hoja de cálculo de tal manera que los datos se ordenen de mayor a menor tomando en cuenta el diámetro menor de cada partícula como se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7. Área y diámetro para partículas de muestra 4.

Área (m ²)	Diámetro (mm)
0.0844	279
0.0762	268
0.0605	240
0.0473	157
0.0313	147
0.0264	136
0.0092	113
0.0131	109
0.0119	100
0.0121	98
0.0071	92
0.0135	91
0.0134	87
0.0091	83
0.0067	83
0.0065	78
0.0071	74
0.0069	73

0.0065	71
--------	----

Posteriormente, se crean los siguientes rangos de tamaños, partículas mayores a 152.4 mm (6"), partículas entre 154.4 y 127 mm (6" y 5"), entre 127 y 101.6 mm (5" y 4"), entre 101.6 y 88.9 mm (4" y 3.5") y partículas entre 88.9 y 76.2 mm (3.5" y 3"). Se localiza las partículas pertenecientes a cada rango y se procede a sumar sus áreas. Posteriormente se multiplica cada sumatoria por la densidad de los clastos localizados en la zona de muestreo, consiguiendo así el peso de material retenido en cada rango de tamaños. Una vez realizado este proceso, se obtiene el peso y porcentaje retenido acumulado para los tamaños analizados para finalmente obtener el porcentaje de material que pasa por cada uno de los rangos antes descritos.

Cada uno de los resultados de los pasos antes mencionados se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8. Resultado de granulometría por imágenes para muestra 4.

Diámetro (mm)	Área (m ²)	Peso retenido (Kg)	Peso retenido acumulado (Kg)	% retenido acumulado	% que pasa
152.4	0.2683	1058.0	1058.0	18.4%	81.6%
127	0.0577	227.5	1285.5	22.3%	77.7%
101.6	0.0224	88.3	1373.8	23.8%	76.2%
88.9	0.0445	175.6	1549.4	26.9%	73.1%
76.2	0.0356	140.4	1689.8	29.3%	70.7%

Con el resultado del porcentaje que pasa, presentado en la Tabla 8, y con la granulometría de las fracciones gruesa y fina se obtiene la granulometría total del suelo.

3.3.2. Densidad total del suelo

Para efectos de esta tesis se requiere conocer la densidad in situ, densidad seca y densidad relativa, por consiguiente, se utilizaron los siguientes métodos:

3.3.2.1. Densímetro Nuclear

Mediante el densímetro nuclear se determinó la densidad seca, densidad húmeda y la humedad en los lugares de muestreo 1, 3 y 5, en cada uno de estos se realizaron alrededor de 2 a 3 tomas de datos, las mismas que fueron realizadas principalmente por el método de transmisión

directa, en los lugares donde no fue posible introducir la varilla en el suelo se utilizó el método de retrodispersión.

En la Figura 14 se muestra el proceso de toma de datos por el método de transmisión directa, el cual consiste en penetrar con una varilla el suelo, aplanando previamente el sector donde se va a realizar la toma de datos.



Figura 14. Determinación de densidad mediante densímetro nuclear.

3.3.2.2. Ensayos Geofísicos

Los ensayos geofísicos constituyen un mecanismo indirecto para obtener varios parámetros del suelo, entre ellos se encuentran la densidad, módulo de Poisson, módulo de elasticidad estático y dinámico y capacidad portante del material. En el lugar donde se tomó la muestra 4 se realizaron 3 ensayos geofísicos: una línea recta dentro del predio de análisis para ensayos MASW y REMI y una línea en forma de L en la zona exterior para la realización de un ensayo ESAC.

A continuación, se presenta un breve resumen del procedimiento a seguir para la realización de cada uno de estos ensayos.

- **Ensayo MASW**

El ensayo MASW es un tipo de ensayo sísmico activo, para el cual se necesita realizar una alineación recta de alrededor 30 m de longitud, se deben clavar los geófonos centrales en el suelo a analizar separados una distancia de 1 m entre sí, posterior a esto los dos geófonos exteriores se colocan a una distancia de 3 m del geófono más cercano como se muestra en las

Figuras 15 y 16. A continuación, se procede a generar una serie de impactos con un martillo de gran peso sobre una placa de acero a distintas distancias, estos impactos son denominados “shots” y para cada toma de datos en un punto diferente se necesita realizar 5 shots. El equipo de análisis mide el tiempo que las ondas tardan en llegar a cada uno de los geófonos para su posterior análisis.

- **Ensayo REMI**

El ensayo REMI es un ensayo sísmico de tipo pasivo, para el cual se utiliza el mismo alineamiento generado para el ensayo MASW con la diferencia que en este ensayo no se deben realizar golpes o shots para la toma de datos, si no que el equipo registra como datos las vibraciones ambientales en un periodo de tiempo amplio.



Figura 15. Alineación para ensayo MASW y ESAC.



Figura 16. Momento de generación de shot.

- **Ensayo ESAC**

El ensayo ESAC al igual que el ensayo REMI es de tipo pasivo en el cual se toman como dato de ingreso las vibraciones ambientales medidas en un gran periodo de tiempo, con la diferencia que en este ensayo de debe realizar un alineamiento en forma de L con 12 geófonos separados 2 o 3 metros entre sí.

3.3.2.3. Procesamiento de información

Posterior a la toma de datos se debe realizar el procesamiento de información para la obtención de velocidades de propagación de ondas tanto primarias como secundarias.

- **Velocidades de onda primarias**

Para este caso, se utiliza la información recopilada durante el ensayo MASW mediante la utilización del software WINSISM, con este software se debe determinar el instante en el que se originan las ondas al momento de llegar a cada geófono receptor siendo la primera onda el tiempo de que tarda la onda en viajar desde el lugar donde se generó el shot hasta cada geófono.

Posterior a esto se realiza la configuración de una gráfica denominada curva tiempo-distancia correspondiente a cada shot dado en, siendo estas curvas el punto de partida para determinar las variaciones de velocidades de onda con respecto a la profundidad alcanzada durante la realización del ensayo.

- **Velocidades de onda secundarias**

En este apartado se utiliza los datos registrados por los 3 ensayos realizados en campo. Estos datos se procesan en el software MASW el cual utiliza un método denominado homónimo para determinar el perfil de velocidad de ondas secundarias. Este inicia con la generación de sismogramas correspondientes a cada método de recolección de datos, a continuación, a partir de los sismogramas generados se obtiene una curva de dispersión correspondiente a cada método, dichas curvas se las debe combinar para así generar la curva de dispersión final que se presenta en la Figura 17.

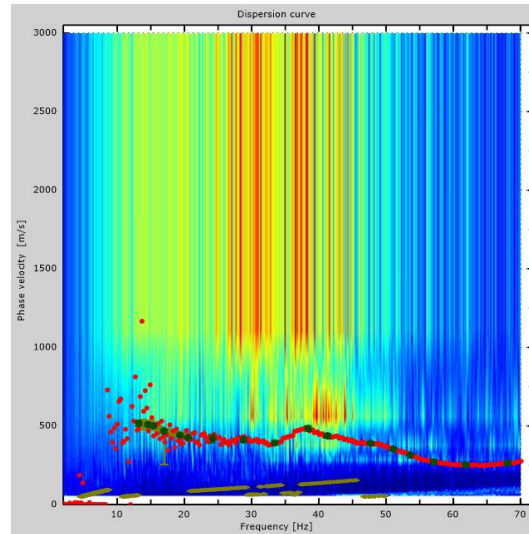


Figura 17. Curva de dispersión combinada

A partir de la curva de dispersión combinada, el software realiza un proceso de búsqueda de modelos de estratos horizontales de suelo que se ajusten de la mejor manera a los resultados obtenidos como se muestra en la Figura 18. Esta búsqueda se realiza en función del error que se obtiene al comparar los valores de velocidades medidas vs velocidades teóricas, siendo la curva escogida, la que menor error genera. Este proceso genera un diagrama en el cual se presentan los diferentes valores de velocidades secundarias en función de la profundidad analizada como se muestra en la Figura 19.

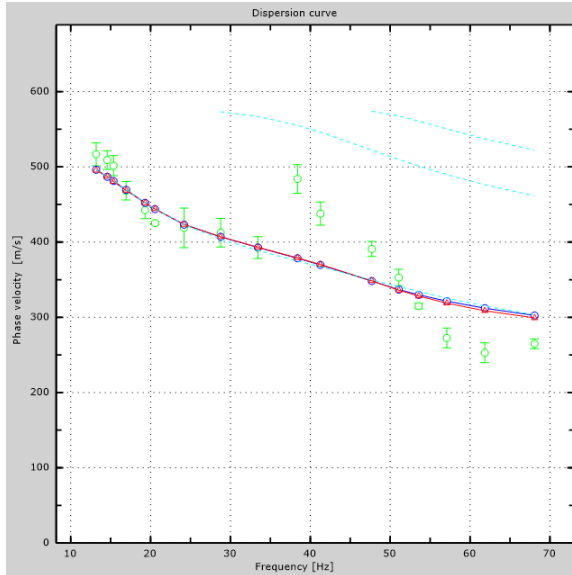


Figura 18. Comparación de modelo obtenido con teórico.

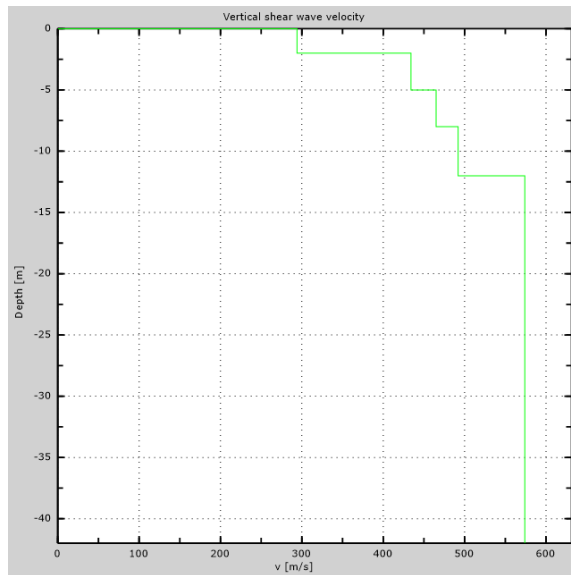


Figura 19. Velocidades VS versus Profundidad.

Con los valores de velocidades secundarias obtenidas luego del procesamiento de datos se puede estimar la densidad del suelo analizado mediante la utilización de la ecuación 16 presentada en el capítulo anterior.

3.3.2.4. Métodos manuales

Al saber que la densidad se define como la relación entre la masa de un cuerpo respecto a su volumen, se propone el siguiente método, el cual consiste en retirar una masa de suelo del lugar que se quiere analizar, dicha masa se obtiene al realizar una calicata de 50 cm de largo y 50 cm de ancho con una profundidad de alrededor de 40 cm utilizando una barreta y un lampón con la finalidad de alterar lo menos posible a la muestra, a continuación, se procede a colocar un material impermeabilizante sobre el lugar de excavación para su posterior llenado con agua hasta el nivel inicial de terreno, esto se realiza para determinar el volumen de material que se extrajo en la excavación, (ver Figuras 20 y 21). El material que se extrae de la calicata debe ser almacenado y transportado de tal forma que éste no pierda su humedad natural, en este caso se utilizaron saquillos recubiertos por fundas plásticas.

Al tener tanto masa como volumen se procede a calcular la densidad con la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{m}{V}$$

donde:

- γ : Densidad calculada del material (kg/m^3)
- m : Masa del material extraído como muestra. (kg).
- V : Volumen que el material ocupaba en campo.



Figura 20. Medición de volumen de material extraído.



Figura 21. Material extraído en sitio.

3.3.3. Densidad de los clastos

La densidad de los clastos fue utilizada para llevar la curva granulométrica volumétrica generada en el método de granulometría por imágenes a una curva granulométrica por peso.

Para conseguir la densidad de los clastos se utilizó el método de desplazamiento de un fluido, en el cual se toma como dato el volumen desplazado de agua al sumergir una roca en un recipiente con agua, dicho volumen junto con el peso de la roca ensayada da como resultado la densidad del clasto.

Este ensayo se lo realizó con clastos de diferentes tamaños de cada punto de muestreo, obteniendo así una densidad promedio de clastos para cada imagen analizada.

3.3.4. Humedad

Para éste caso de estudio se determinó la humedad mediante el uso del densímetro nuclear y mediante la medición directa de la cantidad de agua presente en el suelo con el uso de hornos de secado de material en laboratorio.

Para la medición de la humedad en laboratorio se utilizó 3 muestras de la matriz en capa punto de excavación. Para el cálculo de la humedad se utilizó la ecuación 13.

3.4. Propiedades Mecánicas

Para la obtención de las propiedades mecánicas, exclusivamente los parámetros de resistencia cortante se utilizaron tres tipos de metodologías, las cuales corresponden a:

- Empleo de correlaciones empíricas de diferentes autores, en las cuales se relaciona diferentes tipos de propiedades físicas con los parámetros de resistencia.
- Retro cálculo de parámetros de resistencia cortante a través de resultados de capacidad portante obtenidos de ensayos geofísicos.
- Obtención de parámetros de resistencia cortante a través de un ensayo de corte directo realizado en campo a través de un equipo de corte a gran escala.

Cada uno de estos métodos se describen a continuación:

3.4.1. Correlaciones Empíricas

Para el cálculo de los parámetros de resistencia, específicamente el ángulo de fricción del suelo, se utilizaron las correlaciones presentadas en el numeral 8.1 del capítulo 2 de este texto. Para la aplicación de las correlaciones presentadas por Meyerhof (1956), Giuliani F y Nicoll F (1982) y Lunne & Kleven (1982) se necesita como dato de entrada el valor de densidad relativa del suelo, mientras que para el uso de la correlación propuesta por NAVFAC (1982) se utiliza el valor del peso específico seco del suelo. Para el uso del criterio propuesto por Mike Duncan (2012) se necesita una mayor cantidad de datos los cuales se explican de mejor manera en el siguiente apartado.

3.4.1.1. Criterio Mike Duncan (2012)

Como se describió en el capítulo 2 de este documento para la aplicación de este criterio se necesita como datos de ingreso la densidad relativa del material, el esfuerzo normal que el material se encuentra soportando en sitio, la presión atmosférica en el lugar de análisis y el coeficiente de uniformidad obtenido en la granulometría del suelo, valores necesarios para su aplicación en ecuación 15.

- **Densidad relativa**

Para el cálculo de la densidad relativa se utilizó la relación que existe entre dicha densidad y la compactación relativa mediante Proctor modificado y/o standard propuesta por Duncan & Wong (1999), la misma que se presentó en la Tabla 3.

Como se menciona en dicha tabla para la aplicación de esta correlación se necesita el valor de compactación relativa, el cual hace referencia a la relación entre la densidad del material en el lugar de estudio con respecto a la densidad máxima conseguida con el ensayo de Proctor modificado, por lo cual se debió realizar dicho ensayo siguiendo la normativa ASTM D1577.

Proctor Modificado (ASTM D1577)

Para la realización de este ensayo se tomó en cuenta el procedimiento descrito en la normativa mencionada utilizando así el método D de ensayo, en el cual se debe utilizar material que pasa el tamiz 3/4". Se debe mantener el porcentaje de material grueso que pasa el tamiz 2" y es retenido en el tamiz #4 reemplazando este porcentaje por material que pasa por el tamiz 3/4" y es retenido en el tamiz #4.

Para este ensayo se debe tener una masa de muestra de al menos 30 kg que cumpla con las condiciones granulométricas antes descritas. A continuación, se presenta un breve resumen del procedimiento a seguir para la realización de este ensayo.

Se inicia con la homogenización del material a utilizar en el ensayo. El material homogeneizado se lo divide en 5 partes iguales para la realización del ensayo de compactación con 5 humedades diferentes. Cada muestra con su humedad propia se compacta en 5 capas, entregando la energía correspondiente a 56 golpes con el martillo de Proctor modificado a cada una de ellas.

Una vez finalizado el proceso de compactación se debe enrasar el cilindro utilizado y pesar el material compactado, con este dato y el volumen del cilindro se obtiene el peso específico del material, finalmente se obtiene la humedad correspondiente a cada ensayo pudiendo así construir la curva de Proctor como se muestra en la Figura 22 en la cual sus principales variables son la humedad y el peso específico seco que alcanza el material.

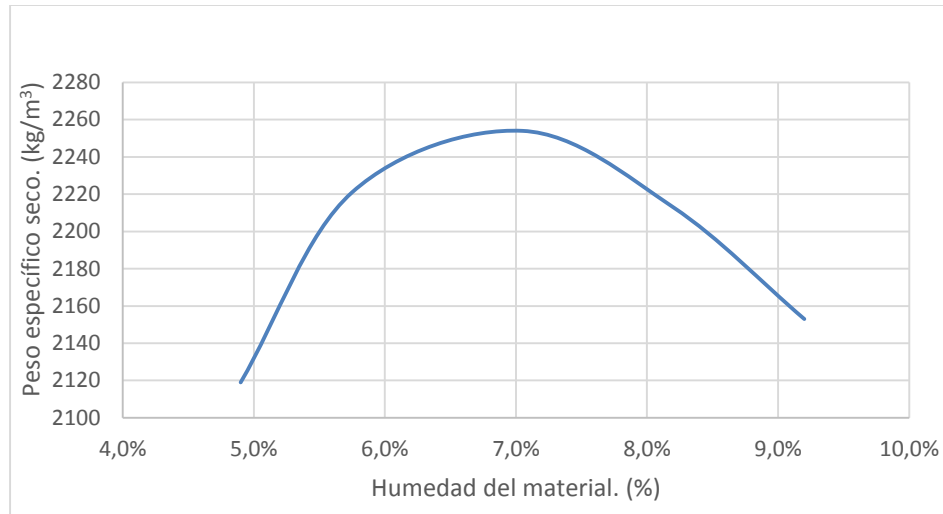


Figura 22. Curva de Proctor.

De la Figura 22 se puede extraer el peso específico seco máximo de compactación, el cual llega a un valor de 2260 kg/m^3 , dicho peso específico se logra cuando el material tiene una humedad del 7%. Utilizando el resultado del ensayo Proctor antes mencionado mediante la Tabla 3 se obtiene que la densidad relativa del material es de 65%.

- **Esfuerzo normal**

Un parámetro fundamental para la obtención del ángulo de fricción del suelo mediante el criterio de Mike Duncan es el esfuerzo normal actuante del suelo analizado, para encontrar este valor únicamente hace falta conocer la densidad del suelo y la profundidad de la que sea desea obtener el dicho valor.

Ocupando así la siguiente ecuación:

$$\sigma_N = \gamma h$$

Ecuación 30 Esfuerzo normal actuante en el suelo

Donde:

- σ_N : Corresponde al esfuerzo normal actuante en el suelo.
- γ : Densidad del suelo.
- h : Profundidad a la que se desea realizar el análisis.

- **Presión atmosférica**

La presión atmosférica es un parámetro que mide la presión que la atmosfera ejerce sobre la superficie terrestre. Este parámetro se lo obtuvo de los datos climáticos de la estación M5103 del INAMHI.

- **Coeficiente de uniformidad**

Como su nombre lo indica este coeficiente expresa que tan uniforme es la distribución granulométrica de un suelo. Como se describió en el capítulo 2, el profesor Mike Duncan realizó un sin número de experimentos de corte sobre suelos conformados con diferentes partículas y granulometrías, es por esto que los parámetros a utilizar están íntimamente ligados con el coeficiente de uniformidad del suelo. De donde para gravas con un coeficiente de uniformidad mayor a 4 se utilizan los siguientes parámetros: $A=44$, $B=10$, $C=7$ y $D=2$.

Obteniendo así, los datos necesarios para usar este criterio, los cuales están mostrados en la Tabla 9.

Tabla 9: Valores de variables para criterio de Mike Duncan

Variable	Valor	Unidad
D_r	0.65	%
σ_N	0.315	Kg/cm ²
P_a	1027	hPa
A	44	-
B	10	-
C	7	-
D	2	-

3.4.2. Ensayos Geofísicos

Con los valores de velocidades secundarias obtenidas mediante ensayos geofísicos se puede estimar la capacidad de carga admisible del suelo analizado mediante la utilización de la ecuación 28.

Para la determinación de los parámetros de resistencia cortante se debe realizar un análisis de regresión en el cual, con la capacidad de carga admisible, la ecuación de capacidad portante

propuesta por Terzagui y Peck y el tipo de suelo analizado se puede llegar a una estimación de un ángulo de fricción y una cohesión que describan de buena manera al material analizado.

Para lograr esta estimación se debe asumir valores para el ángulo de fricción y la cohesión del material de acuerdo al tipo de suelo analizado, esta selección de valores debe ser tal que al calcular la capacidad portante del suelo con la ecuación de Terzagui se debe obtener resultados semejantes a los obtenidos con la ecuación de Tezcan et al (2006) analizados a nivel de rasante. Generando así la ecuación 31.

$$q_a = (cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma) / FS \approx 0.1\gamma V_s / n$$

Ecuación 31 Igualdad propuesta de carga admisible

Donde:

- c : Cohesión
- $D_f = 0$ Profundidad de cimentación
- γ : Peso específico del suelo
- B : Ancho de cimentación
- N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo ϕ .
- FS : Factor de seguridad

3.4.3. Ensayo de Corte Directo en Campo

Este ensayo se usa para realizar mediciones de fuerza cortante necesaria para cizallar una masa de suelo a la que anteriormente se le colocó una fuerza normal de confinamiento. Este ensayo se lo realizó en 4 masas de suelo con diferentes fuerzas normales, lo que conllevó a un posterior cálculo de cohesión y ángulo de fricción del suelo.

Las muestras fueron excavadas en campo sobre la misma terraza fluvio-glaciaria de análisis con el fin de obtener resultados que se puedan extrapolar a toda la extensión de la terraza.

Para la ejecución de este ensayo se tomó como guía los lineamientos establecidos en la norma ASTM D4554 "In Situ Determination of Direct Shear Strength of Rock Discontinuities".

3.4.3.1. Descripción de equipos

- **Caja de corte**

Se denomina de esta forma al equipo que contiene la muestra y va a recibir la acción de las fuerzas tanto normales como cortantes. Este equipo fue elaborado con placas de acero de 8 mm de espesor y reforzado con placas de 6 mm como se muestra en el plano del Anexo 1.

El equipo es una caja cuadrada de 80 cm de lado que genera una superficie de corte de 0.64 m² con una altura de 40 cm. (Ver Figuras 23 y 24). Esta caja es lo suficientemente rígida para soportar los esfuerzos realizados sobre ésta sin generar deformaciones que alteren la muestra que se encuentra en su interior.



Figura 23. Caja de corte, vista superior.



Figura 24. Caja de corte, vista lateral.

- **Aparato para aplicación y medición de fuerza cortante**

Para la aplicación de la fuerza cortante se utilizó gatos hidráulicos de botella con una capacidad de 10 toneladas, a los cuales se les debió realizar una modificación para una posterior colocación de manómetros que permita leer la presión generada por el aceite dentro de cada gato hidráulico y así poder obtener la fuerza que estos generan al ser accionados.

En cada gato hidráulico se colocó un manómetro de hasta 15000 psi de capacidad con una precisión de 200 psi en su lectura, el mismo que se muestra en la Figura 25.

A continuación, en las Figuras 26 y 27 se muestran los gatos hidráulicos utilizados antes y después de su respectiva modificación.



Figura 25. Manómetro instalado en los gatos hidráulicos.



Figura 26. Gatos hidráulicos antes de la modificación.



Figura 27. Gato hidráulico después de la modificación.

Posterior a la modificación de cada gato, se debe realizar una respectiva calibración para así poder relacionar la lectura realizada en los manómetros con la fuerza entregada por cada gato.

Esta calibración fue realizada en la prensa hidráulica del laboratorio de Geotecnia de la Universidad de Cuenca, obteniendo así el gráfico de calibración mostrado en la Figura 28.

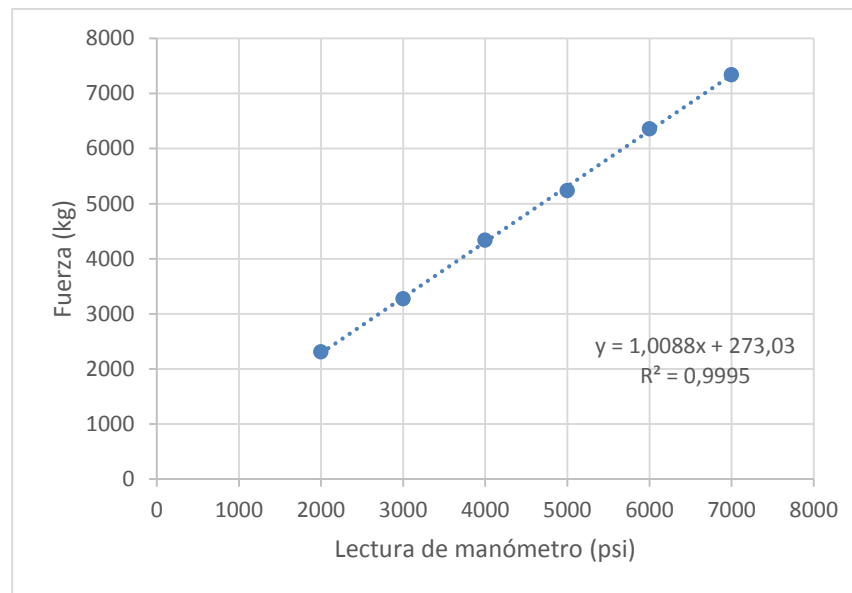


Figura 28. Calibración de gatos hidráulicos.

Determinando la ecuación 32, que refleja la línea de tendencia de los puntos muestreados en laboratorio con un valor de R^2 de 1.

$$F = 1.009x + 273$$

Ecuación 32. Ecuación de calibración de gatos hidráulicos

Donde:

F : Fuerza generada por el gato hidráulico.

x : Lectura del manómetro.

- **Aparato para aplicación de fuerza normal**

La aplicación de la fuerza normal fue realizada mediante la colocación de sacos de cemento. Se elige este tipo de carga por su versatilidad y además por el control de carga que se puede realizar.

Los sacos de cemento fueron colocados sobre una placa cuadrada de acero con 75 cm de lado y con espesor de 6 mm como se muestra en las Figuras 29 y 30. Dicha placa fue utilizada para lograr una mejor distribución de esfuerzos sobre la masa de suelo analizada.



Figura 29. Placa utilizada para distribuir esfuerzos normales. Figura 30. Cemento utilizado para producir esfuerzo normal.

Cada uno de los ensayos se lo realizó con una configuración diferente de esfuerzos normales, esto se consiguió con la variación de la cantidad de sacos que se colocó sobre la placa en el momento del ensayo. Se utilizó la configuración que se presenta en la Tabla 10.

Tabla 10. Configuración de sacos para generación de esfuerzo normal.

Ensayo #	# de sacos utilizados	Esfuerzo normal σ (kg/cm ²)
1	0	0.12
2	4	0.18
3	8	0.23
4	12	0.28

3.4.3.2. Procedimiento de ensayo

A continuación, se da una descripción del proceso de montaje y ejecución del ensayo realizado.

Este ensayo se lo realizó en el lugar donde se extrajo la muestra 2, puesto que se contó con un terreno amplio en cual se pudo realizar las excavaciones necesarias. Se procedió a realizar una

excavación con una retroexcavadora pequeña generando una calicata cuadrada de aproximadamente 3 m de lado y 1.5 m de profundidad (ver Figura 31).



Figura 31. Excavación de calicata.

Una vez generada la calicata, se procedió a realizar zanjas en los bordes de esta con el propósito de profundizar más, pero dejando una forma de dado en el centro como lo muestra la Figura 32. Una vez realizado esto, se colocó la caja de corte sobre dicho dado y se procedió a excavar manualmente dando al dado las dimensiones de la caja. Se excavó manualmente hasta que la caja quedó localizada ligeramente por debajo del tope de la muestra y se procedió a rellenar con el mismo material los pequeños espacios vacíos que se generaron al momento de realizar la excavación manual. Estos procesos se muestran en las Figuras 34, 35 y 36.

Finalmente se colocó la placa de acero y los sacos de cemento sobre el suelo de muestra cómo se presentó en las Figuras 29 y 30.



Figura 32. Excavación de zanjas en bordes de calicata.



Figura 33. Transporte de caja de corte.



Figura 34. Colocación de caja de corte sobre dado de suelo.



Figura 35. Excavación manual de suelo.



Figura 36. Rellenado de espacios vacíos.

Para la ejecución se necesitó de una superficie en la que las gatas generen reacción y poder dar la fuerza que el ensayo necesita, para obtener dicha superficie de reacción fue utilizado el cucharón de la retroexcavadora el cual se apoyó contra la pared de suelo generada en la excavación. A continuación, se colocó y ajustó la gata de tal forma que esta se encuentre perfectamente horizontal y perpendicular con respecto al punto de aplicación de la fuerza como se muestra en la Figura 37.

Se precedió a generar el empuje con la gata con la menor velocidad posible, tratando de esta forma minimizar efectos de impacto sobre el suelo. Se tomó lectura del pico de presión que se pudo leer en los manómetros y se continuó dando carga a las gatas hasta que la presión se mantenga constante.



Figura 37. Colocación de gato hidráulico.

3.5. Obtención de capacidad portante

Para la obtención de la capacidad portante del suelo analizado se utilizó la ecuación 8 presentada en el capítulo 2 de este documento.

Todos los cálculos de capacidad portante se realizaron para diferentes tipos y tamaños de zapatas con presencia del nivel freático a nivel de la superficie, a su vez los resultados de capacidad están calculados con una profundidad de desplante de 1.5 m debido a que el ensayo de corte directo en campo fue realizado a dicha profundidad. Se decidió tomar en cuenta la presencia del nivel freático debido a que la Qt5 se encuentra cercana a fuentes hídricas y según el (Cuerpo Suizo de socorro, 1998) ésta es una formación con un coeficiente de permeabilidad relativamente alto. Para el cálculo de la capacidad admisible se utilizó un factor de seguridad de 3 el cual es el valor recomendado por (Das, 2013).

Se realizó el cálculo de capacidad admisible del suelo con cinco pares de parámetros de resistencia cortante, utilizando los obtenidos con el criterio de Mike Duncan (2012), Lunne & Kleven (1982), ensayos geofísicos, ensayo de corte en campo y los brindados por el proyecto PRECUPA.

Una vez obtenidos los resultados de capacidad admisible se determinó el asentamiento elástico producido por este esfuerzo utilizando la ecuación 9, con la cual se verificó si dicho asentamiento excede el máximo recomendado de 25 mm; si el asentamiento resulta excesivo, se procede a calcular la capacidad admisible por asentamientos utilizando la ecuación 10. El asentamiento fue calculado con un módulo de elasticidad de 100 MPa, el cual se obtuvo mediante la ecuación 22, dicho valor se encuentra dentro del rango recomendado por (Das, 2013) correspondiente a un suelo compuesto de grava y arena como se muestra en la Tabla 11.

*Tabla 11. Parámetros clásicos para varios tipos de suelo.
Recuperado de Das 2013.*

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad
	(Mpa)
Arena suelta	10 - 25
Arena semi-densa	15 - 30
Arena densa	35 - 55

Arena limosa	10 - 20
Arena y grava	70 - 170
Arcilla blanda	4 - 20
Arcilla media	20 - 40
Arcilla dura	40 - 100

4. Resultados

En este capítulo se resumen los resultados obtenidos de la investigación, presentando una caracterización física del suelo incluyendo propiedades como gradación, límites de Atterberg, humedad natural y densidad; las cuales han sido determinadas en los cinco puntos de muestreo. Además, se analiza la variación de los resultados obtenidos mediante diferentes metodologías, en la determinación de la densidad. Respecto a las propiedades mecánicas, se exponen los resultados obtenidos, mediante las tres diferentes metodologías explicadas en el capítulo 3; aplicación de relaciones empíricas, ensayos geofísicos y de corte directo en campo. Finalmente, se presenta el cálculo de la capacidad portante utilizando parámetros representativos de c y ϕ obtenidos de cada método de determinación, así como el análisis de dichos resultados.

4.1. Propiedades físicas

4.1.1. Gradación

Se presenta la distribución granulométrica obtenida de la combinación del análisis granulométrico por imágenes y por cribado de los cinco puntos de muestreo.

Tabla 12: Distribución granulométrica de las muestras ensayadas

Abertura		Porcentaje que pasa				
	(mm)	M1	M2	M3	M4	M5
6"	152.4	---	---	89.00%	81.70%	----
5"	127	99.00%	99.30%	81.60%	77.70%	84.59%
4"	101.6	95.40%	97.40%	77.70%	76.20%	79.73%
3 1/2 "	88.9	93.20%	94.20%	75.40%	73.10%	77.91%
3"	76.2	91.80%	91.20%	71.10%	70.70%	76.85%
2 1/2"	63.5	90.57%	84.79%	69.00%	52.25%	68.17%
2"	50.8	89.42%	81.70%	61.93%	45.47%	62.44%
1 1/2"	38.1	80.56%	75.17%	47.49%	35.01%	50.23%
1"	25.4	68.76%	67.57%	38.66%	26.77%	40.98%

3/4"	19.05	59.60%	59.84%	31.75%	23.95%	35.65%
1/2"	12.7	49.35%	53.70%	27.18%	22.06%	30.68%
3/8"	9.525	41.66%	48.38%	24.04%	20.73%	28.11%
N° 4	4.76	28.42%	36.63%	17.20%	18.15%	21.00%
N° 8	2.38	20.10%	30.62%	12.36%	12.08%	16.71%
N° 16	1.19	14.42%	22.95%	9.33%	8.32%	11.58%
N° 30	0.595	8.79%	16.43%	5.45%	5.56%	8.42%
N° 50	0.297	4.21%	12.09%	2.61%	3.82%	6.38%
N° 100	0.149	2.95%	9.70%	1.88%	3.40%	4.19%
N° 200	0.074	2.68%	8.54%	1.72%	3.12%	3.40%

Tabla 13: Coeficientes granulométricos de las muestras ensayadas

	M1	M2	M3	M4	M5
D60	19.33	19.18	49.10	68.83	48.26
D10	0.72	0.17	1.45	1.72	0.89
Cu	26.73	114.49	33.79	39.98	54.07

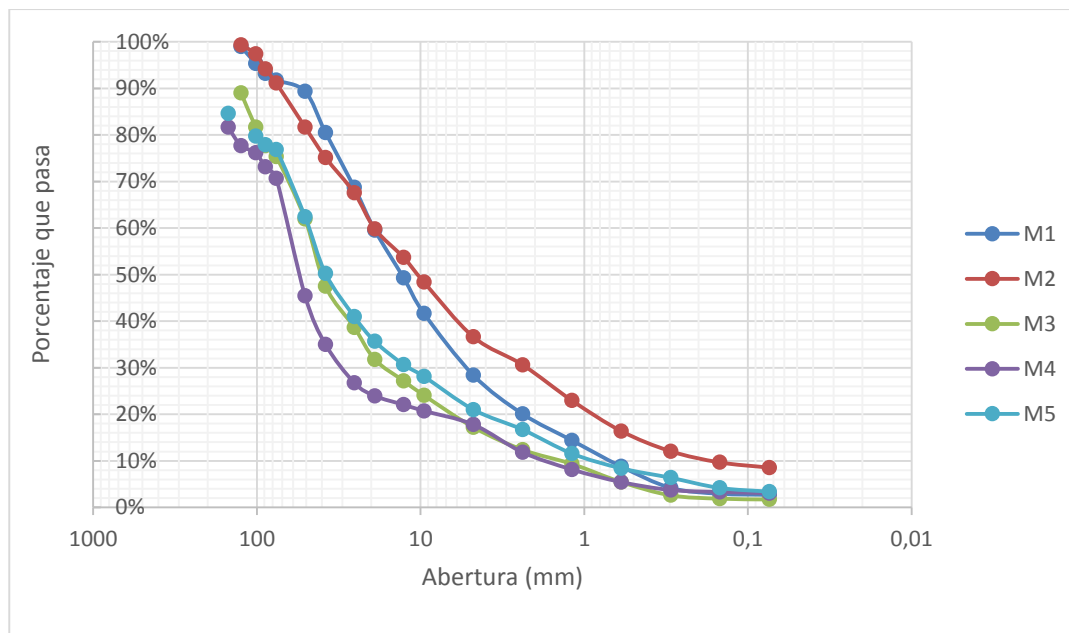


Figura 38: Curvas granulométricas de las muestras ensayadas

Del análisis granulométrico, presentado en la Tabla 12, se evidencia un rango amplio de variación en los diámetros superiores, sin embargo, de todas las muestras ensayadas se ha

obtenido coeficientes de uniformidad mayores a 4; al cumplirse esta condición el criterio empírico de Mike Duncan, sigue siendo aplicable.

El porcentaje de boleos de las muestras exhibe un rango de variación entre el 8.2% al 29.3%, considerando boleado a toda a toda partícula cuyo diámetro es mayor a 3", Este porcentaje es similar entre las muestras M1 y M2, y las muestras M3, M4 y M5. No se encuentra ningún parámetro que justifique este comportamiento, más que la profundidad a la que fueron extraídas las muestras, siendo las M1 y M2 menos profundas respecto a las 3 siguientes.

4.1.2. Humedad natural y Límites de Atterberg

Se realiza el análisis del comportamiento plástico de la matriz que conforma el conglomerado, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 14: Resultados humedad natural y límites de Atterberg

Muestra	LP	LL	IP	Humedad natural
	%	%	%	%
1	21.09	27.63	6.54	9.34
2	24.29	27.95	3.66	2.96
3	29.63	41.41	11.78	13.09
4	23.15	29.62	6.47	13.77
5	23.69	30.04	6.35	10.49

Se esperaría que el material presente humedades altas, dada su ubicación geográfica adyacente a las corrientes de agua y su alta permeabilidad. De los resultados de humedad presentados en la Tabla 14, se observa un rango de variación entre las muestras de 9.34 a 13.77%, existiendo un valor muy bajo fuera de este rango; esta es la humedad correspondiente a la muestra extraída en el punto 2. Se cotejan los resultados de humedad con valores reportados en estudios de depósitos similares, como el del conglomerado de Lima (Sánchez

et al., 2016), en donde se reportan humedades de hasta 6.37%, encontrando que no existen grandes variaciones entre los mismos.

Los valores de la Tabla 14 representan el comportamiento plástico de la matriz que conforma el suelo conglomerado, a partir de éstos se determina la ubicación del material fino en la carta de plasticidad, obteniendo los resultados presentados a continuación.

4.1.3. Clasificación por método SUCS

Tabla 15: Resultados de clasificación según SUCS

Muestra	Cu	Cc	LL %	IP %	Clasificación	Material fino según Carta de Plasticidad
1	25.54	1.97	27.63	6.54	GW	Limo
2	123.47	2.29	27.95	3.66	GW	Limo
3	36.66	2.20	41.41	11.78	GW	Limo
4	51.17	2.63	29.62	6.47	GW	Limo
5	66.55	2.38	30.04	6.35	GW	Limo

De los resultados del análisis granulométrico de la matriz, se clasifica esta porción como un suelo de grava. Se determinan los coeficientes granulométricos Cu y Cc presentados en la Tabla 15 y a partir de estos se caracteriza al suelo como bien graduado, es decir, la clasificación de la matriz corresponde a una grava bien graduada: GW comprobando la caracterización geotécnica del material presentada en el Informe del proyecto PRECUPA realizado por el Cuerpo Suizo de Socorro (1998).

El valor del coeficiente de uniformidad es utilizado en la aplicación empírica del criterio de Mike Duncan (2012). El comportamiento de este parámetro es tal que, a menor coeficiente de uniformidad, más uniforme es la distribución de tamaños de la muestra. Por tanto, al presentar las muestras coeficientes de uniformidad altos (>4) se infiere que la muestra presenta una amplia distribución, lo cual repercute en un acomodamiento de las partículas que genera una masa de suelo densa asociada a una resistencia cortante alta, (Nanclares, 2018). Los valores determinados varían en un rango de 25.59 a 123.47, el cual es similar al rango de coeficientes de uniformidad del suelo correspondiente al conglomerado de Lima (Sánchez et al., 2016); el cual oscila entre 10 a 130.

4.1.4. Densidad

La densidad húmeda y seca en los sitios de muestreo ha sido determinada mediante 3 diferentes métodos, cuyos resultados son presentados a continuación.

4.1.4.1. Método Manual

Tabla 16: Resultados determinación manual de densidad

Muestra	Humedad	Densidad Húmeda	Densidad seca	Peso específico húmedo	Peso específico seco
	%	kg/m ³	kg/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	9.34	2101.1	1920.6	20.6	18.8
2	2.96	2154.7	2092.7	21.1	20.5
3	13.09	2433.7	2152.1	23.9	21.1
4	13.77	2343.5	2059.8	23.0	20.2
5	10.49	2240.6	2027.7	22.0	19.9

4.1.4.2. Densímetro nuclear

Tabla 17: Resultados ensayos de densímetro nuclear

Muestra	Humedad	Densidad Húmeda	Densidad seca	Peso específico húmedo	Peso específico seco
	%	kg/m ³	kg/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	6.7	2304	2156	22.6	21.1
	6.5	2020	1902	19.8	18.7
4	8.1	2185	2022	21.4	19.8
	11.9	2021	1806	19.8	17.7
5	10.7	2116	1911	20.8	18.7
	6.9	2179	2090	21.4	20.5
	6	2216	2090	21.7	20.5

4.1.4.3. Ensayo geofísico

Tabla 18: Resultados de densidad mediante ensayos geofísicos

	Profundidad	Vp	Vs	Peso específico
	m	m/s	m/s	kN/m ³
PERFIL LM1	2	509.0	294.0	17.8
	5	1169.0	434.0	19.6
	8	1252.0	465.0	19.9

12	2509.0	492.0	20.2
16	2927.0	574.0	21.1

Para el análisis de resultados obtenidos por esta última técnica, se consideran los valores determinados a partir del segundo estrato, excluyendo los resultados correspondientes al primer estrato debido a que éstos podrían haber sido influenciados por efectos de descompresión.

Se obtienen densidades húmedas próximas a las obtenidas mediante las metodologías anteriores. En vista que, se han realizado un mayor número de ensayos de determinación de densidad y humedad, de forma manual y mediante ensayos de densímetro nuclear, se opta por realizar el análisis de los resultados obtenidos considerando únicamente los valores de estos parámetros estimados mediante las dos primeras metodologías.

4.1.4.4. Comparación entre diferentes métodos

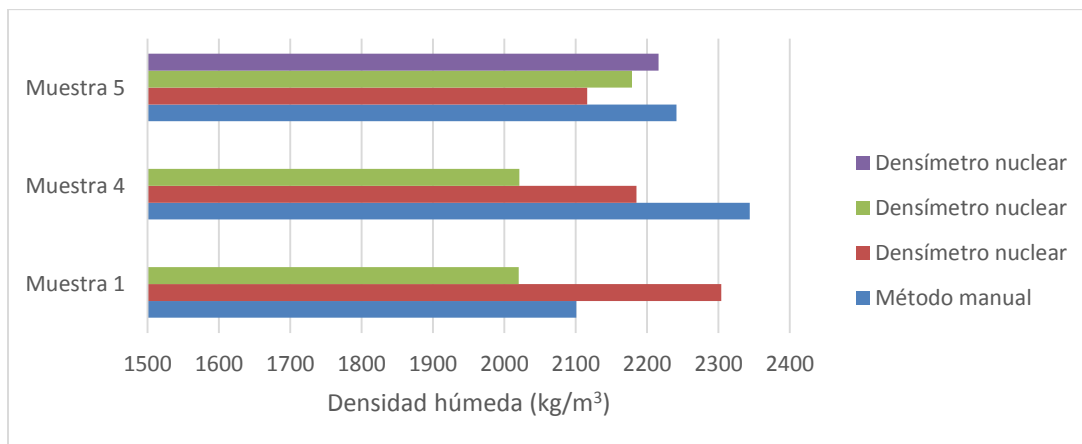


Figura 39: Comparación de densidad húmeda mediante ensayos manuales y densímetro nuclear.

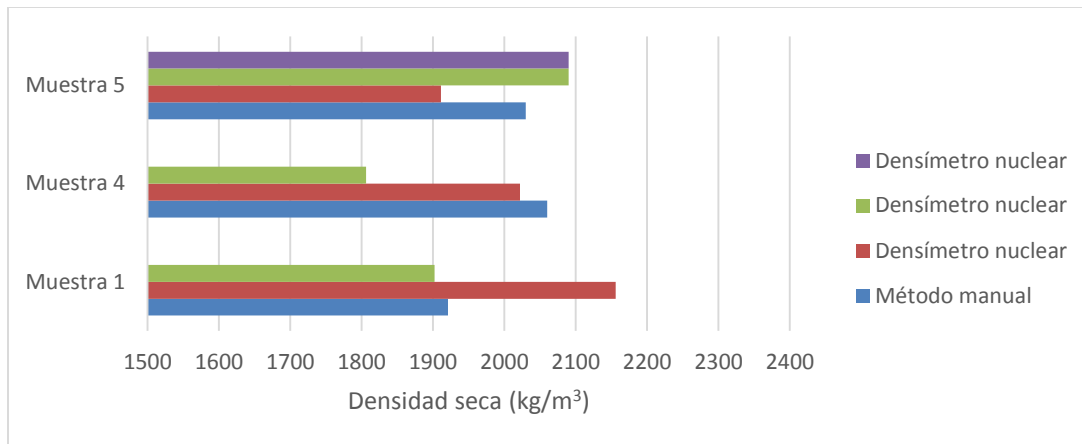


Figura 40: Comparación de densidad seca mediante ensayos manuales y densímetro nuclear.

Las Figuras 39 y 40 resumen gráficamente los resultados de densidad obtenidos mediante el ensayo manual de determinación de densidad y el ensayo de densímetro nuclear. La relación que podría establecerse entre los resultados, en función de la información recopilada, es que las densidades secas obtenidas mediante los dos métodos podrían ser similares mientras menor es la humedad determinada mediante el ensayo de densímetro nuclear. Sin embargo, se requiere considerar que este resultado no es concluyente.

Tomando como parámetro de comparación el peso específico seco del suelo, se evidencia que los resultados del método manual exhiben un rango de variación menor que el método de densidad, sin embargo, los resultados determinados mediante las tres metodologías, son similares a los valores proporcionados por el Cuerpo Suizo de Socorro (1998), entre 19-21 kN/m³.

4.2. Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas fueron analizadas a través de tres métodos, de los cuales se logró obtener los siguientes resultados.

4.2.1. Criterios empíricos

En base a los criterios expuestos en la sección 5.2.1 del capítulo 2 se logró determinar diferentes resultados de ángulos de fricción para el suelo en análisis, dichos resultados se presentan en la Tabla 19.

Tabla 19: Ángulos de fricción bajo análisis empíricos

Criterios	Phi	C	Parámetro utilizado
	(grados)	(kg/cm ²)	
Mike Duncan, 2012	55	No aplica	Coeficiente de uniformidad, Densidad relativa, Presión de confinamiento.
Meyerhof, 1956	43	No aplica	Densidad relativa.
Giuliani F y Nicoll F, 1982	38	No aplica	Densidad relativa.
Meyerhof G.1956	35	No aplica	Densidad relativa.
Lunne & Kleven, 1982	42	No aplica	Densidad relativa.
NAVFAC, 1982	38	No aplica	Peso específico seco.

Cabe recalcar que en cada uno de los análisis empíricos utilizados se asume que el suelo es netamente granular por lo cual se toma un valor de cohesión igual a cero.

4.2.2. Ensayos geofísicos

Luego de haber realizado el proceso de retrocálculo con diferentes combinaciones de valores de ángulos de fricción y cohesión se logró obtener los resultados mostrados en la Tabla 20.

Tabla 20: Parámetros de resistencia cortante obtenidos mediante ensayos geofísicos.

Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kg/cm ²)
31	0.15
33	0.1
35	0.05
37	0

Se decidió tomar como parámetros de resistencia cortante al par formado por $\Phi=31^\circ$ y $C=0.15$ kg/cm² debido a que este par cuenta con una cohesión similar a la obtenida en el ensayo de corte que se presenta a continuación.

4.2.3. Ensayo de corte de campo

Se realizaron cuatro ensayos de corte en campo en el lugar donde se tomó la muestra 2. Cada uno de los ensayos se los realizó a una profundidad de 1.5 m. Los esfuerzos normales aplicados fueron de 0.12, 0.18, 0.23 y 0.28 kg/cm². En cada ensayo se tomó lectura del valor pico de esfuerzo cortante alcanzado, logrando conseguir los pares de esfuerzos normal y cortante que se presentan en la Tabla 21.

Tabla 21: Esfuerzos normal y cortante obtenidos en ensayo de corte en campo

Ensayo	Esfuerzo Normal kg/cm ²	Esfuerzo Cortante kg/cm ²
1	0.12	0.20
2	0.18	0.37
3	0.23	0.45
4	0.28	0.52

Con los valores mostrados en la Tabla 21 se construyó la Figura 41 en la cual se muestra la envolvente de rotura del material con mejor ajuste dentro del rango de esfuerzos analizado.

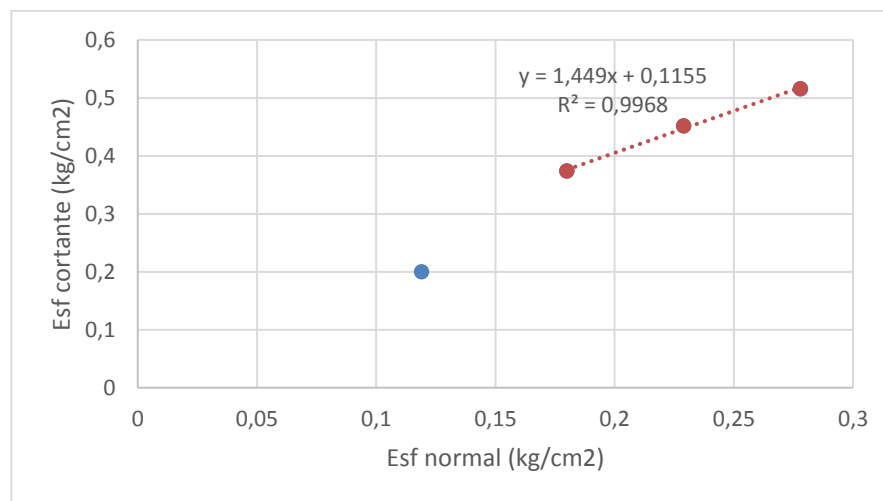


Figura 41: Ensayo de corte, esfuerzo normal vs esfuerzo cortante.

Obteniendo así, un valor de ángulo de fricción igual a 55° y una cohesión de 0.12 kg/cm².

Para el cálculo de la envolvente de rotura se utilizó únicamente las tres parejas correspondientes a los esfuerzos normales más altos. Esto debido a que la inclusión de los valores pertenecientes al Ensayo 1 causa que se generen resultados incoherentes, tales como un valor de cohesión negativa.

4.2.4. Comparación entre diferentes métodos

A continuación, en la Tabla 22 y Figura 42 se presentan una recopilación de los resultados obtenidos de los parámetros de resistencia cortante junto con el valor de ángulo de fricción recomendado por el Cuerpo Suizo de Socorro (1998).

Tabla 22: Recopilación de parámetros de resistencia cortante.

	Criterios	Phi	C
		(grados)	(kg/cm ²)
Empíricos	Duncan M, 2012	55	No aplica
	Meyerhof, 1956	43	No aplica
	Giuliani F y Nicoll F, 1982	38	No aplica
	Meyerhof G.1956	35	No aplica
	Lunne & Kleven, 1982	42	No aplica
	NAVFAC, 1982	38	No aplica
Ensayos en campo	Geofísicos	31	0.15
	Corte directo	55	0.12
	P. PRECUPA	35	0.00

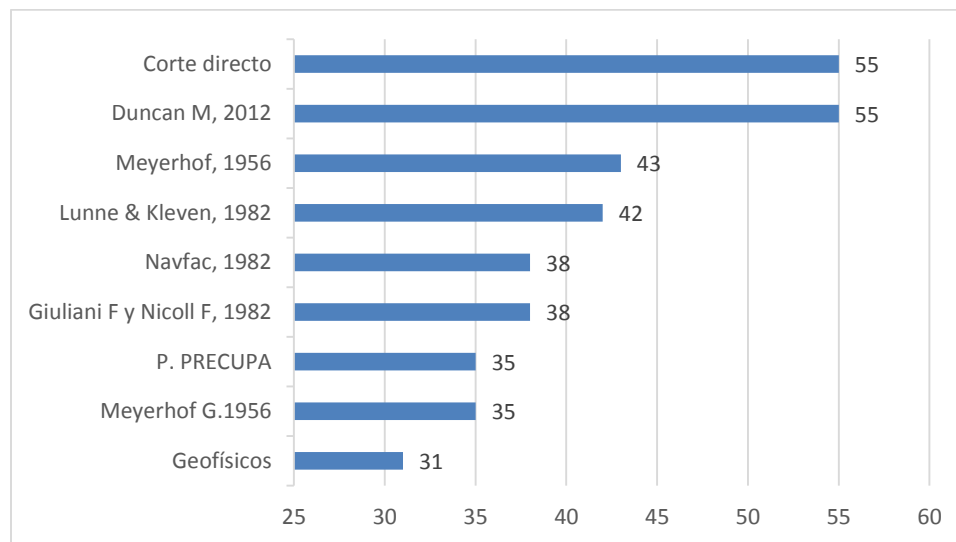


Figura 42: Recopilación de ángulos de fricción obtenidos con diferentes métodos.

Se observa que los ángulos de fricción se encuentran dentro de un rango de valores amplio, obteniendo dos valores pico que se sitúan muy por encima de los otros resultados, estos valores son los correspondientes al ensayo de corte y al análisis con el criterio de Mike Duncan.

Los dos resultados antes mencionados tienen como principales variables a la presión de confinamiento del material en campo y al rango de esfuerzos normales en el que se realizó el análisis, por lo que, al haber ejecutado estos estudios a una profundidad de 1.5 m y con un rango de esfuerzos normales bajos se obtuvieron resultados mayores a los esperados en una cimentación en condiciones normales de profundidad y carga.

4.3. Cálculo de capacidad portante

Como se mencionó en el capítulo anterior se realizó el cálculo de capacidad portante del suelo con los pares parámetros de resistencia cortante obtenidos con el criterio de Mike Duncan (2012), Lunne & Kleven (1982), ensayos geofísicos, ensayo de corte en campo y los brindados por el proyecto PRECUPA los cuales se muestran en las Tablas 23, 24, 25, 26 y 27, respectivamente. Se utilizó estos parámetros debido a que los cuatro primeros son valores representativos de cada tipo de análisis realizado y el último es el valor con el que usualmente se calcula la capacidad portante en este material.

Tabla 23: Valores de capacidad portante utilizando $\Phi=55^\circ$ y $C=0$ obtenidos del criterio de Mike Duncan.

Ancho	Largo	Df	$q_{\text{admisible}}$ capacidad	Se	$q_{\text{admisible}}$ asentamiento	Criterio	$q_{\text{admisible}}$	Capacidad
m	m	m	kg/cm ²	mm	kg/cm ²		kg/cm ²	Ton
1.0	1.0	1.5	185.70	150	27.27	Asentamiento	27.27	273
1.0	2.0	1.5	147.28	169	19.19	Asentamiento	19.19	384
1.5	1.5	1.5	198.84	241	18.18	Asentamiento	18.18	409
1.5	3.0	1.5	164.65	284	12.8	Asentamiento	12.8	576
2.0	2.0	1.5	211.74	343	13.63	Asentamiento	13.63	545
2.0	4.0	1.5	181.86	418	9.6	Asentamiento	9.6	768
2.5	2.5	1.5	224.65	454	10.91	Asentamiento	10.91	682
2.5	5.0	1.5	199.07	572	7.68	Asentamiento	7.68	960
3.0	3.0	1.5	237.55	577	9.09	Asentamiento	9.09	818
3.0	6.0	1.5	216.28	746	6.4	Asentamiento	6.4	1152

Tabla 24: Valores de capacidad portante utilizando $\Phi=42^\circ$ y $C=0$ obtenidos de Lunne & Kleven.

Ancho	Largo	Df	$q_{\text{admisible}}$ capacidad	Se	$q_{\text{admisible}}$ asentamiento	Criterio	$q_{\text{admisible}}$	Capacidad
m	m	m	kg/cm ²	mm	kg/cm ²		kg/cm ²	Ton
1.0	1.0	1.5	14.61	12	27.27	Capacidad	14.61	146
1.0	2.0	1.5	12.03	14	19.19	Capacidad	12.03	241
1.5	1.5	1.5	15.42	19	18.18	Capacidad	15.42	347
1.5	3.0	1.5	13.08	23	12.8	Capacidad	13.08	589
2.0	2.0	1.5	16.19	26	13.63	Asentamiento	13.63	545
2.0	4.0	1.5	14.11	32	9.6	Asentamiento	9.6	768
2.5	2.5	1.5	16.96	34	10.91	Asentamiento	10.91	682
2.5	5.0	1.5	15.13	43	7.68	Asentamiento	7.68	960
3.0	3.0	1.5	17.73	43	9.09	Asentamiento	9.09	818
3.0	6.0	1.5	16.16	56	6.4	Asentamiento	6.4	1152

Tabla 25: Valores de capacidad portante utilizando $\Phi=31^\circ$ y $C=0.15 \text{ kg/cm}^2$ obtenidos de Ensayos Geofísicos.

Ancho	Largo	Df	$q_{\text{admisible}}$ capacidad	Se	$q_{\text{admisible}}$ asentamiento	Criterio	$q_{\text{admisible}}$	Capacidad
m	m	m	kg/cm^2	mm	kg/cm^2		kg/cm^2	Ton
1.0	1.0	1.5	6.53	5	27.27	Capacidad	6.53	65
1.0	2.0	1.5	5.41	6	19.19	Capacidad	5.41	108
1.5	1.5	1.5	6.95	8	18.18	Capacidad	6.95	156
1.5	3.0	1.5	5.81	10	12.8	Capacidad	5.81	261
2.0	2.0	1.5	6.80	11	13.63	Capacidad	6.8	272
2.0	4.0	1.5	5.75	13	9.6	Capacidad	5.75	460
2.5	2.5	1.5	6.76	14	10.91	Capacidad	6.76	423
2.5	5.0	1.5	5.78	17	7.68	Capacidad	5.78	723
3.0	3.0	1.5	6.77	16	9.09	Capacidad	6.77	609
3.0	6.0	1.5	5.86	20	6.4	Capacidad	5.86	1055

Tabla 26: Valores de capacidad portante utilizando $\Phi=55^\circ$ y $C=0.12 \text{ kg/cm}^2$ obtenidos del ensayo de corte en campo.

Ancho	Largo	Df	$q_{\text{admisible}}$ capacidad	Se	$q_{\text{admisible}}$ asentamiento	Criterio	$q_{\text{admisible}}$	Capacidad
m	m	m	kg/cm^2	mm	kg/cm^2		kg/cm^2	Ton
1.0	1.0	1.5	252.02	204	27.27	Asentamiento	27.27	273
1.0	2.0	1.5	194.09	223	19.19	Asentamiento	19.19	384
1.5	1.5	1.5	283.87	344	18.18	Asentamiento	18.18	409
1.5	3.0	1.5	224.67	387	12.8	Asentamiento	12.8	576
2.0	2.0	1.5	290.70	470	13.63	Asentamiento	13.63	545
2.0	4.0	1.5	237.59	546	9.6	Asentamiento	9.6	768
2.5	2.5	1.5	299.96	607	10.91	Asentamiento	10.91	682
2.5	5.0	1.5	252.22	725	7.68	Asentamiento	7.68	960
3.0	3.0	1.5	310.44	753	9.09	Asentamiento	9.09	818
3.0	6.0	1.5	267.72	923	6.4	Asentamiento	6.4	1152

Tabla 27: Valores de capacidad portante utilizando con $\Phi=35^\circ$ y $C=0$ obtenidos del proyecto PRECUPA.

Ancho	Largo	Df	$q_{\text{admisible}}$ capacidad	Se	$q_{\text{admisible}}$ asentamiento	Criterio	$q_{\text{admisible}}$	Capacidad
m	m	m	kg/cm^2	mm	kg/cm^2		kg/cm^2	Ton
1.0	1.0	1.5	5.24	4	32.72	Capacidad	5.24	52
1.0	2.0	1.5	4.40	4	23.03	Capacidad	4.4	88
1.5	1.5	1.5	5.48	6	21.81	Capacidad	5.48	123
1.5	3.0	1.5	4.72	7	15.36	Capacidad	4.72	212
2.0	2.0	1.5	5.71	8	16.36	Capacidad	5.71	228
2.0	4.0	1.5	5.03	10	11.52	Capacidad	5.03	402
2.5	2.5	1.5	5.94	10	13.09	Capacidad	5.94	371
2.5	5.0	1.5	5.33	13	9.21	Capacidad	5.33	666
3.0	3.0	1.5	6.17	12	10.91	Capacidad	6.17	555
3.0	6.0	1.5	5.64	16	7.68	Capacidad	5.64	1015

De los resultados mostrados anteriormente se observa que los cálculos de capacidad portante realizados con los parámetros obtenidos con el criterio de Mike Duncan y el ensayo de corte en campo siguen un criterio de diseño por asentamientos, esto debido a los grandes asentamientos que se generarían en las zapatas si se lograra alcanzar la capacidad admisible resultante del cálculo por capacidad; mientras que para los parámetros recomendados por el proyecto PRECUPA y los obtenidos con el ensayo geofísico se sigue una metodología diseño por capacidad del suelo.

Por otra parte, al observar los resultados obtenidos con un ángulo de fricción de 42° y una cohesión de cero provenientes del análisis con el criterio de Lunne & Kleven se puede apreciar que el criterio de diseño varía de un diseño por capacidad a un diseño por asentamientos a medida que crecen las dimensiones de las zapatas propuestas.

A continuación, en la Tabla 28 se presenta un resumen de los resultados de capacidad portante del suelo con el respectivo criterio de diseño utilizado para cada caso.

Tabla 28. Resumen de resultados de capacidad portante utilizando varias metodologías.

Q _{admissible}											
Ancho	Largo	Df	Mike Duncan	Lunne & Kleven	Ensayos Geofísicos	Eensayo Corte	Proyecto PRECUPA				
m	m	m	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²				
1.00	1.00	1.50	27.27 A	14.61 C	6.53 C	27.27 A	5.24 C				
1.00	2.00	1.50	19.19 A	12.03 C	5.41 C	19.19 A	4.4 C				
1.50	1.50	1.50	18.18 A	15.42 C	6.95 C	18.18 A	5.48 C				
1.50	3.00	1.50	12.80 A	13.08 C	5.81 C	12.80 A	4.72 C				
2.00	2.00	1.50	13.63 A	13.63 A	6.80 C	13.63 A	5.71 C				
2.00	4.00	1.50	9.60 A	9.60 A	5.75 C	9.60 A	5.03 C				
2.50	2.50	1.50	10.91 A	10.91 A	6.76 C	10.91 A	5.94 C				
2.50	5.00	1.50	7.68 A	7.68 A	5.78 C	7.68 A	5.33 C				
3.00	3.00	1.50	9.09 A	9.09 A	6.77 C	9.09 A	6.17 C				
3.00	6.00	1.50	6.40 A	6.40 A	5.86 C	6.40 A	5.64 C				

*A=Diseño por criterio de asentamientos. C=Diseño por criterio de capacidad del suelo.

5. CONCLUSIONES

El presente trabajo aproxima parámetros de resistencia cortante para suelo tipo conglomerado de la terraza fluvioglacial 5 en la ciudad de Cuenca.

Los parámetros determinados se basan en relaciones empíricas y ensayos de campo. Los parámetros desprendidos de relaciones empíricas, se pueden dividir en dos grupos, aquellos que dependen de un único criterio para la obtención de resultados, siendo éste la densidad relativa o el peso específico seco del material y aquellos que usan una combinación de parámetros como: densidad relativa, granulometría y presión de confinamiento.

Para la aplicación de los criterios empíricos propuestos se ha realizado entonces, la caracterización física del conglomerado, de la cual se han obtenido los siguientes resultados. El suelo que compone la matriz es clasificado como una grava bien graduada, mientras el material fino clasificado mediante la carta de plasticidad se define como un suelo limoso. Respecto al análisis granulométrico de todo el suelo, se ha determinado un porcentaje de bolos entre 8.2 al 29.3% y valores del coeficiente de uniformidad de entre 26,73 a 114,49. Del análisis de los resultados de densidad y humedad obtenidos mediante las diferentes metodologías se extraen las siguientes conclusiones. La densidad húmeda estimada mediante el ensayo geofísico para un estrato localizado a 5 m de profundidad, resulta de 2001 kg/m³, resultado que es menor pero no dista de los valores determinados manualmente y por medio del densímetro nuclear, siendo estos de 2101 a 2433 kg/m³ y de 2020 a 2304 kg/m³, respectivamente. Los valores de humedad obtenidos mediante la determinación en laboratorio varían entre 9.34 y 13.77%, mientras que el rango de valores estimados mediante la ejecución de ensayos con el densímetro nuclear oscila entre 6 hasta 11.9%.

Las relaciones empíricas basadas en la utilización de la densidad relativa del suelo dan como resultados ángulos de fricción que aumentan su valor a medida que éste parámetro crece, con lo cual, al realizar dicho análisis con una densidad relativa de 65% obtenida en este trabajo se obtiene ángulos de fricción que varían entre 35° y 43° presentando una variación de 8° entre sus valores límite. El criterio de NAVFAV (1982) basado en el peso específico del material da como resultado un ángulo de fricción de 38°, el cuál al igual que las relaciones antes descritas aumenta a medida que el parámetro analizado para la obtención del ángulo de fricción crece. Estos resultados concuerdan con los valores presentados en la sección 3.1 del capítulo 2 de este texto.

El criterio de Mike Duncan (2012) determina un ángulo de fricción mediante la utilización de parámetros como densidad relativa, gradación del material (representado por el Cu) y presión de confinamiento, en donde al tener mayores densidades relativas el ángulo de fricción aumenta mientras que al aumentar la presión de confinamiento (mayores profundidades de análisis) el ángulo de fricción disminuye, por lo que al realizar el análisis con suelo de la Qt5 a niveles superficiales se obtienen valores de ángulo de fricción altos, en este caso se obtuvo un ángulo de fricción de 55° , el cual sobrepasa con 12° al valor más alto obtenido con las relaciones empíricas antes mencionadas. Mediante este criterio, se establece una relación entre los parámetros físicos del material y los parámetros de resistencia cortante, siendo de cierta forma corroborado el resultado mediante la experimentación física en campo a través del ensayo de corte.

Mediante el ensayo de corte directo en campo se comprueba que la resistencia cortante está compuesta también por un aporte de cohesión. Sin embargo, al experimentar con esfuerzos normales bajos (menores a 0.30 kg/cm^2) se obtiene un ángulo de fricción alto (55°) y una cohesión baja (0.12 kg/cm^2), se esperaría entonces que a mayores esfuerzos normales el ángulo de fricción disminuya y la cohesión incremente presentando una envolvente de falla no lineal, tal como el modelo propuesto por Maksimovic, (Figura 2). Cabe recalcar que los resultados obtenidos mediante este ensayo no deben ser extrapolados a toda la extensión de la terraza Qt5, debido a la diferente composición de boleas observada en la granulometría.

En cuanto a la estimación de la capacidad portante a partir de las velocidades de onda medidas en los ensayos geofísicos, ésta genera parámetros de resistencia cortante representados por un ángulo de fricción de 31° y una cohesión de 0.15 kg/cm^2 , resultando un ángulo de fricción muy bajo respecto a los valores obtenidos mediante el uso de las correlaciones empíricas propuestas y el ensayo de corte en campo. El criterio que rige el diseño de cimentaciones, mediante el uso de estos valores, es netamente por capacidad obteniéndose resultados entre 5.41 y 6.95 kg/cm^2 para zapatas aisladas de $1 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ y $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ respectivamente.

Al realizar el análisis de capacidad portante se observa que existe un ángulo de fricción límite para el cual se debe realizar un análisis por capacidad o por asentamientos permisibles. Este ángulo de fricción límite está íntimamente relacionado con el módulo de elasticidad (E) del

material debido a que para valores mayores de E el análisis por capacidad se puede realizar para valores de Φ más altos, de igual forma para un E menor el Φ de fricción límite también disminuye. Para esta tesis se utilizó un módulo de elasticidad de 100 Mpa obtenido de ensayos geofísicos el cual da como ángulo de fricción límite a un $\Phi=42^\circ$ para los tipos y tamaños de zapatas analizadas.

El criterio de Mike Duncan y el ensayo de corte en campo dan como resultado ángulos de fricción mayores al límite establecido anteriormente, por lo cual, el criterio de diseño de cimentaciones, que rige en estos casos es por asentamientos permisibles, generando resultados de capacidad portante entre 6.40 y 27.27 kg/cm² para zapatas aisladas de 3 m x 6m y 1 m x 1 m respectivamente.

Al comparar los resultados de capacidad obtenidos mediante los parámetros recomendados por el proyecto PRECUPA y los resultados obtenidos utilizando los parámetros de resistencia estimados a partir del criterio de Lunne & Kleven se evidencia que para zapatas con áreas iguales se obtienen capacidades de carga diferentes, siendo mayores las calculadas con el criterio de Lunne & Kleven. Este comportamiento se replica en los resultados obtenidos con la utilización de parámetros estimados mediante ensayos geofísicos, criterio de Mike Duncan y el ensayo de corte; sin embargo, se debe considerar que estos dos últimos están condicionados al valor de módulo de elasticidad utilizado en el diseño de cimentaciones por asentamientos.

6. RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos en la presente investigación constituyen una primera aproximación de los parámetros de resistencia cortante del suelo conglomerado, los cuales pueden ser corroborados o complementados por futuras investigaciones en las diferentes terrazas de la ciudad. Para ello se sugiere realizar un muestreo más exhaustivo del conglomerado, recopilando un mayor número de muestras y comparar estos resultados con los presentados en esta investigación.

Para obtener resultados más aproximados a la realidad en el ensayo de corte directo en campo, éste se lo debería realizar con un rango de esfuerzos normales amplio con el fin de obtener la curva completa de resistencia a esfuerzo cortante y así conseguir parámetros de resistencia

cortante más representativos para los casos de carga generados en campo. Se sugiere optimizar el equipamiento utilizado en la aplicación y lectura de las fuerzas cortante y normal, e implementar un sistema de lectura de deformaciones.

Como se pudo observar, el contar con un módulo de elasticidad más preciso brinda un mejor control en los asentamientos de cimentaciones y permite determinar el límite para realizar cálculos de capacidad portante por el método de asentamientos permisibles o por el método de la capacidad del suelo, por lo tanto, se deberían realizar más investigaciones para la obtención de este parámetro. En este campo, se recomienda incursionar en el estudio del comportamiento elástico real del suelo, analizar diferentes criterios de cálculo de asentamientos y comparar los resultados con el asentamiento real en campo.

Los ensayos geofísicos son un tipo de análisis no destructivos en el cual se obtiene como resultado una estratigrafía del lugar de estudio y una aproximación de los parámetros de resistencia. Localmente, se cuenta con la investigación realizada por Avilés & Barzallo (2016), a la que suma la prospección complementaria realizada en el presente estudio, sin embargo, se requiere incursionar en este campo, realizando una mayor cantidad de estudios sobre conglomerados con el fin de evaluar la efectividad de este tipo de ensayo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ASTM. (2004). ASTM D422 – Standard Test Method for Particle Size Analysis of Soils.

ASTM. (2004). *ASTM D4554 – Standard Test Method for In Situ Determination of Direct Shear Strength of Rock Discontinuities.*

ASTM. (2004). *ASTM D653 - Standard Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids*

Aguay, H., & Dranichnikov, T. (2012). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional.* Universidad Politécnica Salesiana, Cuenca, Ecuador.

Albán, L. (2009). *Estudio geológico—Geomorfológico del área inestable entre 2°30'S y 2° 35' S - Provincia del Cañar* (Tesis de grado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

Álvarez, M. (2015). *Determinación de la amplificación sísmica local en el Campus Sur UPM mediante la técnica de sismología de microtemores ReMi* (Tesis de pregrado).

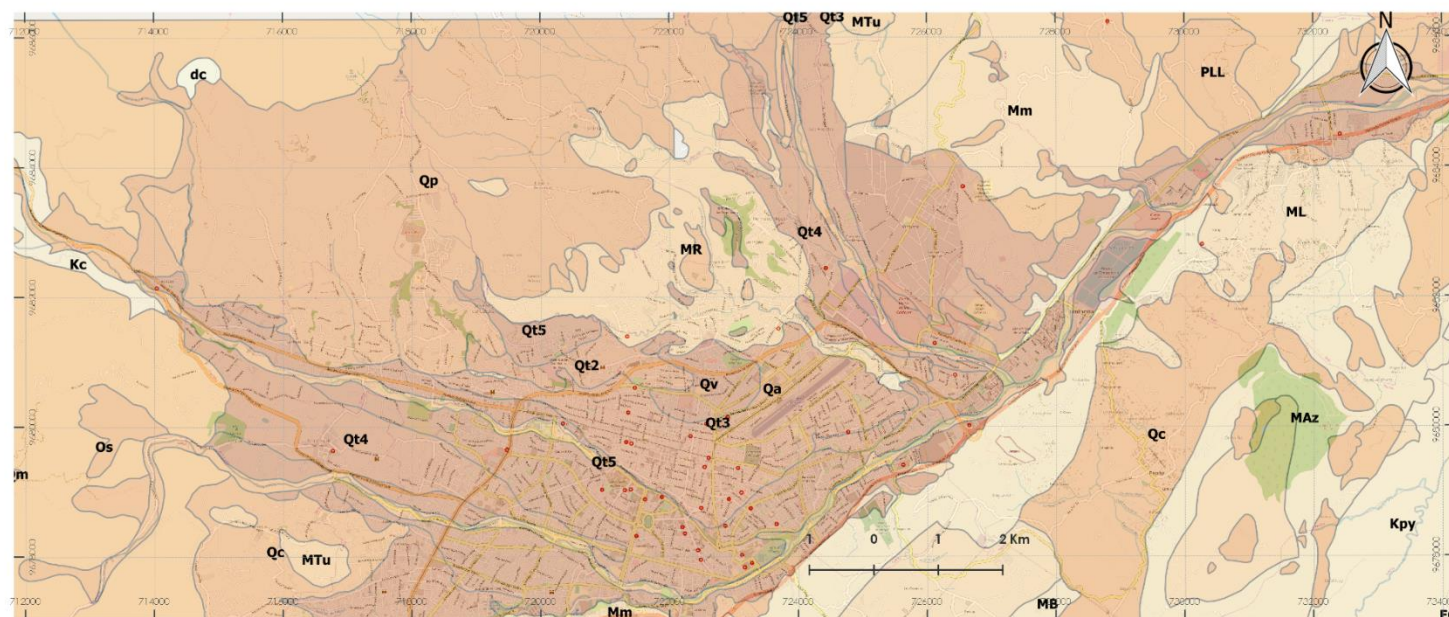
Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

- Avilés, J., & Barzallo, B. (2016). *Caracterización de suelos del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca mediante métodos geofísicos* (Tesis de grado). Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Barton, N., & Kjaernsli, B. (1981). Shear strength of rockfill. *Journal of Geotechnical Engineering Division*.
- Chen, F. H. (2000). *Soil Engineering: Testing, Design and Remediation*. New York: CRC Press.
- Crespo, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (5ta ed.). Monterrey, México: Editorial Limusa.
- Cuerpo Suizo de Socorro. (1998). *Informe final del Proyecto PRECUPA*.
- Das, B. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones* (4ta ed.). México: International Thomson Editores.
- Das, B. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (4ta ed.). Ciudad de México, México: CENGAGE Learning.
- Duncan, M., & Bursey, A. (2007). *Soil and Rock Modulus Correlations For Geotechnical Engineering* (Reporte N.º 44). Virginia, Estados Unidos: Center for Geotechnical Practice and Research.
- Duncan, M. (2012). *Estimating friction angles of sands and rockfills*. Material no publicado.
- Duncan, M., Horz, R., & Yang, T. (1989). *Shear Strength Correlations for Geotechnical Engineering* [Reporte]. Virginia, Estados Unidos: Center for Geotechnical Practice and Research.

- Gonzalez, G., De Barcia, E., Sulbaran, Y., & Ucar, R. (2014). Determinación del parámetro de resistencia, ángulo de fricción Interna y su relación con los parámetros densidad relativa y relación de vacíos en suelos granulares. *Revista Ciencia e Ingeniería*, 35(3).
- Guerrón, S. (2013). *Comparación de resultados de densidad de campo por los métodos Cono y arena, Volúmetrico y densímetro nuclear*. (Tesis de grado). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Hungerbühler, D., Steinmann, M., Winkler, W., Seward, D., Egüez, A., Peterson, D., ... Hammer, C. (2002). Neogene stratigraphy and Andean geodynamics of southern Ecuador. *Earth Science Reviews*, 57.
- Jiménez, D. (2015). *Caracterizacao e propriedades mecânicas de conglomerados* (Tesis de maestría). Pontificia Universidade Católica Do Rio de Janeiro, Río de Janeiro, Brasil.
- Kaptan, K. (2012). A refined formula for the allowable soil pressure using shear wave velocities. *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, 3(3).
- Marocco, R., & Winter, T. (1997). Bosquejo de la evolución geodinámica del Ecuador. En *Geografía básica del Ecuador* (Vol. 1, pp. 31-32). Quito, Ecuador: CEDIG.
- Miranda, R., Puy, M., Ramos, Y., & Navarro, R. (2007). Distribución y evolución histórica de las terrazas fluviales del valle de Santa Teresa Guanajuato. *Investigaciones Geográficas*, 63, 93-104.
- Murthy, V. N. S. (2002). *Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New York: Marcel Dekker, Inc.
- Nanclares, F. (2018). *Comportamiento mecánico de suelos grueso granulares de origen aluvial* (Tesis de doctorado). Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.
- Pozo, M., Carenas, M., Giner, J., & Gonzalez, J. (2018). *Geología*. Madrid, España: Paraninfo.

- San Martín, C. (2015). *Estudio de la eficiencia de diferentes configuraciones de geófonos para la utilización del método ESAC* (Tesis de pregrado). Universidad del Bio-Bio, Chile.
- Sánchez, S., Rodríguez, J., López, J., Laina, C., & Jiménez, Á. (2016, octubre). *Caracterización de suelos granulares. El caso de la grava de Lima. I*. La Coruña, España.
- Santacruz, K. (2012). *Homogenización computacional aplicada al estudio de suelos tipo conglomerado del austro ecuatoriano* (Tesis de maestría). Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Santacruz, K., & Samaniego, E. (2010). Homogenización computacional aplicada al estudio de suelos tipo conglomerado del austro ecuatoriano. *MASKANA*, 1.
- Suárez, J. (2006). *Deslizamientos: Técnicas De Remediación- Capítulo 3: Resistencia al cortante*.
- Suárez, L. (2017). *Optimización de parámetros para la adquisición de datos medidos in situ por medio del método de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)* (Tesis de pregrado). Universidad Técnica Federico Santa María, Chile.
- Terzagui, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Tercera). New Jersey: John Wiley& Sons, Inc.
- Verdugo, R., & De La Hoz, K. (2006). Caracterización geomecánica de suelos granulares gruesos. *Revista Intervención de Desastres Naturales. Accidentes e Infraestructura Civil*, 6.

ANEXO 1: MAPA GEOLÓGICO DEL ÁREA DE ESTUDIO.



Simbología

Formaciones

EOq Formación Quingeo
Jz Unidad Maguazo
Kc Formación Celica
Kpy Formación Yunguilla
KPy
MAz Formación Azogues

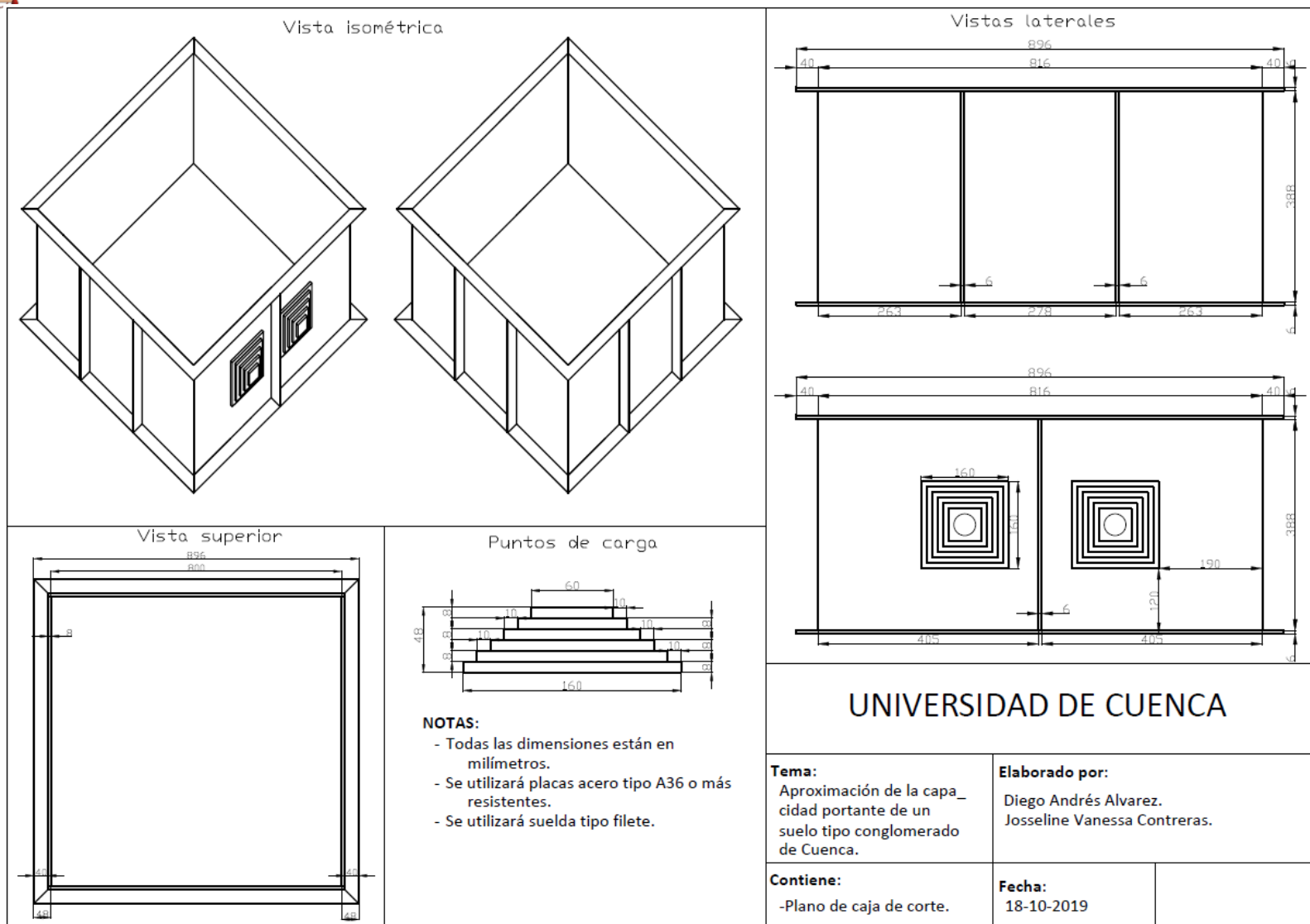
MB Formación Biblián
MG Miembro Guapán
ML Formación Loyola
Mm Formación Mangán
MR Miembro Santa Rosa
MTu Formación Turi
Os Formación Saraguro

PLG Capas de Gualaceo
PLL Formación Llacao
Qa Depósitos Aluviales
Qc Depósitos Coluviales
Qm Depósitos Glaciares
Qp Depósito Piemonte
Qt1 Terraza Fluvioglacial 1
Qt2 Terraza Fluvioglacial 2

Qt3 Terraza Fluvioglacial 3
Qt4 Terraza Fluvioglacial 4
Qt5 Terraza Fluvioglacial 5
Qv Arcillas Varvadas
Tv Travertino
V Depósitos Volcánicos



ANEXO 2: PLANO DE CAJA DE CORTE



ANEXO 3: FOTOGRAFÍAS UTILIZADAS EN EL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO MEDIANTE IMÁGENES



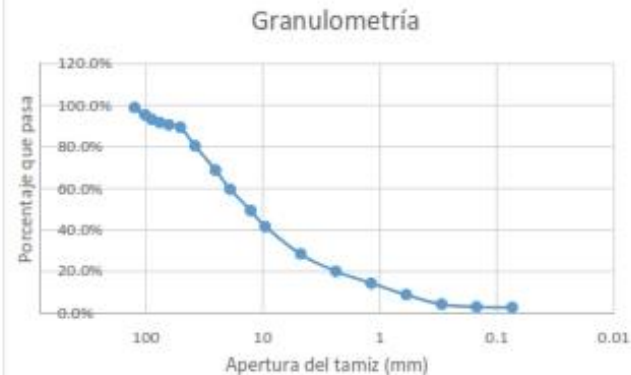


ANEXO 4: REPORTES DE CLASIFICACIÓN DEL SUELO

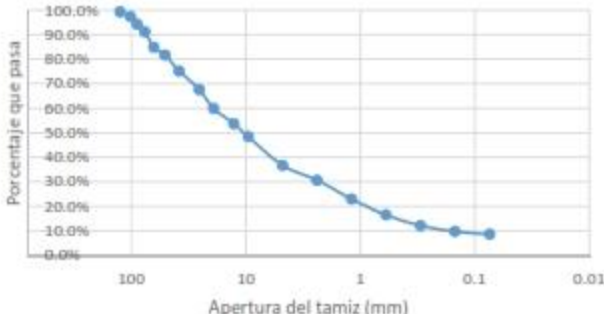
PROYECTO Aproximación de capacidad portante de un conglomerado.						MUESTRA 1						
COORDENADAS E 721347, N 9678550						PROFUNDIDAD 1.5 m						
FECHA 01/02/2019												
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN												
GRANULOMETRÍA						HUMEDAD NATURAL						
Tamiz	Peso Retenido Parcial (g)	Peso Retenido Acumulado (g)	% Retenido	% que Pasa	% que pasa Liga	N° Tarro	N° Golpes	Peso Humedo (g)	Peso Seco (g)	Peso Tarro (g)	% Humedad	% Resultado
6"	----	----	---	---	---	C4	---	89.2	85	40.3	9.4%	9.4%
5"	57000	57000	1.0%	99.0%	99.0%	M3	----	86.7	83.4	48.1	9.4%	
4"	200000	257000	4.6%	95.4%	95.4%	EN	----	75.2	72.3	41.6	9.5%	
3 1/2 "	118000	375000	6.8%	93.2%	93.2%	LÍMITE LÍQUIDO						
3"	83000	458000	8.2%	91.8%	91.8%	P2	34	70.9	66.7	50.7	26.3%	27.6%
2 1/2"	320	320	1.3%	98.7%	90.6%	41	27	57.3	53.7	40.7	27.7%	
2"	300	620	2.6%	97.4%	89.4%	65	18	80.1	74.4	53.5	28.5%	
1 1/2"	2307	2927	12.2%	87.8%	80.6%	LÍMITE PLÁSTICO						
1"	3072	5999	25.1%	74.9%	68.8%	12	----	40.2	40	39	20.0%	21.1%
3/4"	2385	8384	35.1%	64.9%	59.6%	190	----	54.5	54.3	53.4	22.2%	
1/2"	2410	2410	17.2%	82.8%	49.3%	M1	----	48.2	47.8	45.9	21.1%	
3/8"	1808	4218	30.1%	69.9%	41.7%							
N° 4	3114	7332	52.3%	47.7%	28.4%							
N° 8	158	158	29.3%	70.7%	20.1%							
N° 16	108	266	49.3%	50.7%	14.4%							
N° 30	107	373	69.1%	30.9%	8.8%							
N° 50	87	460	85.2%	14.8%	4.2%							
N° 100	24	484	89.6%	10.4%	2.9%							
N° 200	5	489	90.6%	9.4%	2.7%							
Peso total utilizado entre tamiz 6" y 3"						5562	kg					
Peso total utilizado entre tamiz 2 1/2" y 3/4"						23900	gr					
Peso total utilizado entre tamiz 1/2" y N°4"						14014	gr					
Peso total utilizado entre tamiz N°8" y N°200"						540	gr					
CLASIFICACIÓN		LÍMITE LÍQUIDO		27.6%								
SUCS		GW		ÍNDICE PLÁSTICO 6.5%								

Granulometría

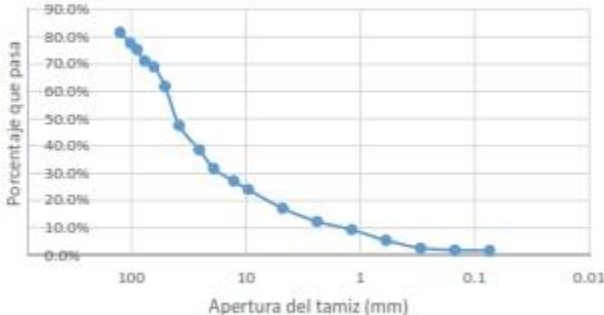
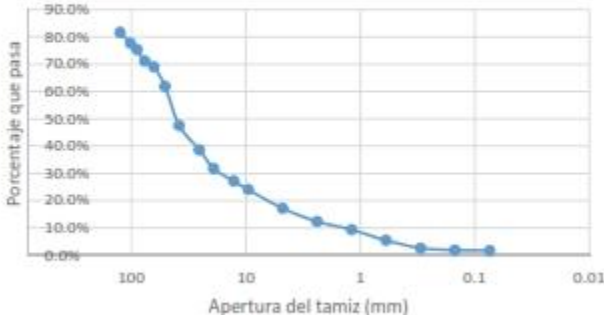
Apertura del tamiz (mm)	Porcentaje que pasa (%)
100	100.0
75	99.0
60	98.7
47.5	95.4
37.5	93.2
30	91.8
25	87.8
20	82.8
15	69.9
12.5	64.9
10	59.6
7.5	49.3
6	47.7
4.75	41.7
3.75	28.4
3	20.1
2.5	14.4
2	8.8
1.5	4.2
1.18	2.9
0.85	2.7
0.75	2.7



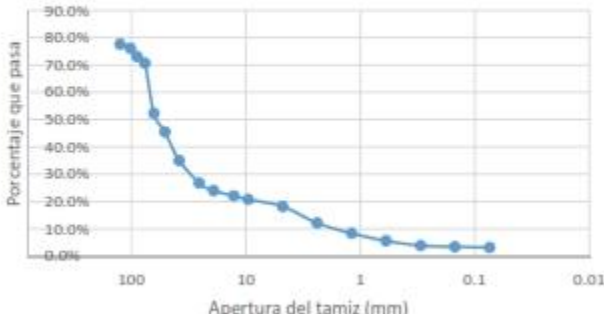


PROYECTO Aproximación de capacidad portante de un conglomerado.						MUESTRA 2							
COORDENADAS E 715957, N 9681050						PROFUNDIDAD 1.5 m							
FECHA 26/02/2019													
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN													
GRANULOMETRÍA						HUMEDAD NATURAL							
Tamiz	Peso Retenido Parcial (g)	Peso Retenido Acumulado (g)	% Retenido	% que Pasa	% que pasa Liga	N° Tarro	N° Golpes	Peso Humedo (g)	Peso Seco (g)	Peso Tarro (g)	% Humedad	% Resultado	
6"	----	----	---	---	---	158	---	112.7	110.7	49.3	3.3%	3.0%	
5"	34319	34319	0.7%	99.3%	99.3%	186	----	97.3	96.0	50.0	2.8%		
4"	102197	136516	2.6%	97.4%	97.4%	63	----	84.7	92.5	40.7	2.8%		
3 1/2 "	169683	306199	5.8%	94.2%	94.2%	LÍMITE LÍQUIDO							27.9%
3"	157340	463539	8.8%	91.2%	91.2%	96	30	57.7	55.4	46.9	27.0%		
2 1/2"	1508	1508	7.0%	93.0%	84.8%	65	34	63.9	61.7	53.5	26.8%		
2"	726	2234	10.4%	89.6%	81.7%	17	15	50.8	48.5	40.6	29.1%	24.3%	
1 1/2"	1538	3772	17.6%	82.4%	75.2%	LÍMITE PLÁSTICO							
1"	1788	5560	25.9%	74.1%	67.6%	10	----	45.8	45.6	44.9	28.6%		
3/4"	1818	7378	34.4%	65.6%	59.8%	173	----	49.5	49.2	48.2	30.0%		
1/2"	1444	8822	41.1%	58.9%	53.7%	89	----	47.3	17.2	46.5	14.3%		
3/8"	1252	10074	47.0%	53.0%	48.4%	Granulometría 							
N° 4	2764	12838	59.8%	40.2%	36.6%								
N° 8	83	83	16.4%	83.6%	30.6%								
N° 16	106	189	37.4%	62.6%	22.9%								
N° 30	90	279	55.1%	44.9%	16.4%								
N° 50	60	339	67.0%	33.0%	12.1%								
N° 100	33	372	73.5%	26.5%	9.7%								
N° 200	16	388	76.7%	23.3%	8.5%								
Peso total utilizado entre tamiz 6" y 3"				5255 kg									
Peso total utilizado entre tamiz 2 1/2" y N°4"				21456 gr									
Peso total utilizado entre tamiz N°8" y N°200"				506 gr									
CLASIFICACIÓN		LÍMITE LÍQUIDO		27.9%									
SUCS	GW	ÍNDICE PLÁSTICO		3.6%									

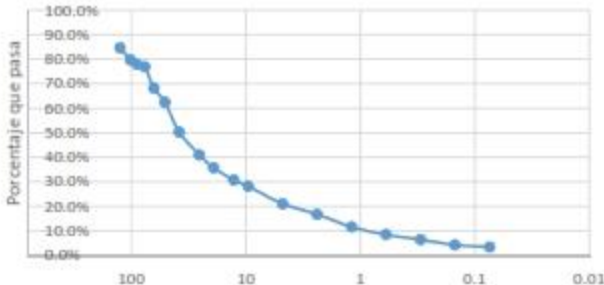


PROYECTO Aproximación de capacidad portante de un conglomerado.						MUESTRA 1						
COORDENADAS E 721347, N 9678550						PROFUNDIDAD 3 m						
FECHA 15/03/2019												
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN												
GRANULOMETRÍA						HUMEDAD NATURAL						
Tamiz	Peso Retenido Parcial (g)	Peso Retenido Acumulado (g)	% Retenido	% que Pasa	% que pasa Liga	N° Tarro	N° Golpes	Peso Humedo (g)	Peso Seco (g)	Peso Tarro (g)	% Humedad	% Resultado
6"	633078	633078	11.0%	89.0%	89.0%	10	---	97.1	91	45	13.3%	13.1%
5"	424840	1057918	18.4%	81.6%	81.6%	173	----	105.5	99	48.2	12.8%	
4"	227477	1285395	22.3%	77.7%	77.7%	89	----	103.1	96.5	46.5	13.2%	
3 1/2 "	135045	1420440	24.6%	75.4%	75.4%	LÍMITE LÍQUIDO						
3"	243827	1664267	28.9%	71.1%	71.1%	171	26	60.4	57.5	50.2	39.7%	41.4%
2 1/2"	652	652	3.0%	97.0%	69.0%	70	39	52.6	49.9	42.2	35.1%	
2"	2196	2848	12.9%	87.1%	61.9%	104	25	56.5	52.1	41.8	42.7%	
1 1/2"	4481	7329	33.2%	66.8%	47.5%	LÍMITE PLÁSTICO						
1"	2744	10073	45.6%	54.4%	38.7%	15	----	47	46.7	45.8	33.3%	29.6%
3/4"	2143	12216	55.3%	44.7%	31.8%	9	----	40.8	40.6	39.7	22.2%	
1/2"	1324	1324	14.4%	85.6%	27.2%	HN	----	40	39.8	39.2	33.3%	
3/8"	908	2232	24.3%	75.7%	24.0%	Granulometría 						
N° 4	1981	4213	45.8%	54.2%	17.2%							
N° 8	152	152	28.1%	71.9%	12.4%							
N° 16	95	247	45.7%	54.3%	9.3%							
N° 30	122	369	68.3%	31.7%	5.4%							
N° 50	89	458	84.8%	15.2%	2.6%							
N° 100	23	481	89.1%	10.9%	1.9%							
N° 200	5	486	90.0%	10.0%	1.7%							
Peso total utilizado entre tamiz 6" y 3"				5765	kg	Granulometría 						
Peso total utilizado entre tamiz 2 1/2" y 3/4"				22075	gr							
Peso total utilizado entre tamiz 1/2" y N°4"				9190	gr							
Peso total utilizado entre tamiz N°8" y N°200"				540	gr							
CLASIFICACIÓN		LÍMITE LÍQUIDO		41.4%								
SUCS	GW	ÍNDICE PLÁSTICO		11.8%								



PROYECTO Aproximación de capacidad portante de un conglomerado.						MUESTRA 4						
COORDENADAS E 722093, N 9678380.						PROFUNDIDAD 5 m						
FECHA 11/06/2019												
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN												
GRANULOMETRÍA						HUMEDAD NATURAL						
Tamiz	Peso Retenido Parcial (g)	Peso Retenido Acumulado (g)	% Retenido	% que Pasa	% que pasa Liga	N° Tarro	N° Golpes	Peso Humedo (g)	Peso Seco (g)	Peso Tarro (g)	% Humedad	% Resultado
6"	1057918	1057918	18.3%	81.7%	81.7%	40	---	99.4	94.1	55.1	13.6%	13.8%
5"	227477	1285395	22.3%	77.7%	77.7%	90	----	88.7	83.9	48.2	13.5%	
4"	88304	1373699	23.8%	76.2%	76.2%	12	----	105.5	97.7	43.1	14.3%	
3 1/2 "	175622	1549321	26.9%	73.1%	73.1%	LÍMITE LÍQUIDO						
3"	140392	1689713	29.3%	70.7%	70.7%	171	18	60.1	58.5	50.3	19.5%	29.6%
2 1/2"	5142	5142	26.1%	73.9%	52.3%	70	23	53.2	51.2	43.8	27.0%	
2"	1891	7033	35.7%	64.3%	45.5%	104	29	55.1	51.7	42.1	35.4%	
1 1/2"	2917	9950	50.5%	49.5%	35.0%	LÍMITE PLÁSTICO						23.2%
1"	2297	12247	62.1%	37.9%	26.8%	16	----	48	47.6	45.8	22.2%	
3/4"	784	13031	66.1%	33.9%	24.0%	18	----	40.8	40.6	39.8	25.0%	
1/2"	527	13558	68.8%	31.2%	22.1%	21	----	40	39.8	38.9	22.2%	
3/8"	372	13930	70.7%	29.3%	20.7%	Granulometría 						
N° 4	718	14648	74.3%	25.7%	18.2%							
N° 8	216	216	33.4%	66.6%	12.1%							
N° 16	134	350	54.2%	45.8%	8.3%							
N° 30	98	448	69.3%	30.7%	5.6%							
N° 50	62	510	78.9%	21.1%	3.8%							
N° 100	15	525	81.3%	18.7%	3.4%							
N° 200	10	535	82.8%	17.2%	3.1%							
Peso total utilizado entre tamiz 6" y 3"				5765	kg							
Peso total utilizado entre tamiz 2 1/2" y N°4"				19708	gr							
Peso total utilizado entre tamiz N°8" y N°200"				646	gr							
CLASIFICACIÓN		LÍMITE LÍQUIDO		29.6%								
SUCS	GP	ÍNDICE PLÁSTICO		6.4%								



PROYECTO Aproximación de capacidad portante de un conglomerado.						MUESTRA 5					
COORDENADAS E 722935, N 9678230.						PROFUNDIDAD 3.5 m					
FECHA 29/04/2019											
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN											
GRANULOMETRÍA						HUMEDAD NATURAL					
Tamiz	Peso Retenido Parcial (g)	Peso Retenido Acumulado (g)	% Retenido	% que Pasa	% que pasa Liga	N° Tarro	N° Golpes	Peso Humedo (g)	Peso Seco (g)	Peso Tarro (g)	% Resultado
6"	----	----	----	----	----	XX	---	69.0	65.1	35.1	12.8%
5"	946994	946994	15.4%	84.6%	84.6%	18	----	92.1	88.3	40.7	7.9%
4"	298695	1245689	20.3%	79.7%	79.7%	33	----	94.2	88.9	39.1	10.8%
3 1/2 "	112023	1357712	22.1%	77.9%	77.9%	LÍMITE LÍQUIDO					
3"	65207	1422919	23.2%	76.9%	76.9%	11	12	20.25	17.66	9.37	31.0%
2 1/2"	1480	1480	11.3%	88.7%	68.2%	2	20	19.39	17.1	9.71	30.9%
2"	978	2458	18.8%	81.2%	62.4%	4	39	19.5	17.23	9.33	28.8%
1 1/2"	2082	4540	34.6%	65.4%	50.2%	LÍMITE PLÁSTICO					
1"	1578	6118	46.7%	53.3%	41.0%	7	----	10.62	10.38	9.29	22.2%
3/4"	908	7026	53.6%	46.4%	35.7%	8	----	11.03	10.82	9.96	24.4%
1/2"	848	7874	60.1%	39.9%	30.7%	9	----	10.79	10.62	9.93	24.6%
3/8"	438	8312	63.4%	36.6%	28.1%	Granulometría 					
N° 4	1212	9524	72.7%	27.3%	21.0%						
N° 8	124	124	20.5%	79.5%	16.7%						
N° 16	148	272	44.9%	55.1%	11.6%						
N° 30	91	363	59.9%	40.1%	8.4%						
N° 50	59	422	69.6%	30.4%	6.4%						
N° 100	63	485	80.0%	20.0%	4.2%						
N° 200	23	508	83.8%	16.2%	3.4%						
Peso total utilizado entre tamiz 6" y 3"						6146 kg					
Peso total utilizado entre tamiz 2 1/2" y N°4"						13106 gr					
Peso total utilizado entre tamiz N°8" y N°200"						606 gr					
CLASIFICACIÓN		LÍMITE LÍQUIDO		30.0%							
SUCS	GP	ÍNDICE PLÁSTICO		6.3%							



ANEXO 5: ENSAYO PROCTOR

Universidad de Cuenca



PROYECTO	Aproximación de capacidad portante de un conglomerado.		MUESTRA	4							
COORDENADAS	E 722093, N 9678380.		PROFUNDIDAD	3 m							
FECHA	18/06/2019										
ENSAYO DE COMPACTACIÓN											
DATOS DE MOLDE											
Molde:	# 12	Longitud: H	11.6 cm								
Peso del molde	0992 gr	Area: A	183.9 cm ²								
Diámetro:	Φ 15.3 cm	Volumen: V	2133 cm ³								
EJECUCIÓN DEL ENSAYO											
DATOS PARA LA CURVA											
Muestra #	1	2	3	4	5						
Peso Mol + Suelo H (g)	11760	12030	12108	12130	12035						
Peso Suel H (g)	4708	5038	5176	5138	5043						
H promedio (%)	4.89%	5.78%	7.01%	8.18%	9.20%						
Dens. H (kg/cm ³)	2235	2302	2420	2409	2304						
Dens. Seca (kg/cm ³)	2131	2233	2267	2227	2165						
CONTENIDOS DE HUMEDAD											
Muestra #	1	2	3	4	5						
Cápsula #	4	7	1	2	12						
Cap + suelo H (g)	64	62.72	100.64	90.15	51.35						
Cap + suelo S (g)	61.63	60.06	96.12	85.37	48.27						
Peso cap (g)	9.33	9.29	9.62	9.7	9.33						
Peso de agua (g)	2.37	2.66	4.52	4.78	3.08						
Conten humedad (%)	4.53%	5.24%	5.2%	6.32%	7.91%						
Humedad prom (g)	4.89%	5.78%	7.01%	8.18%	9.20%						
GRÁFICO HUMEDAD VS DENSIDAD SECA:											
Curva de compactación <table border="1" style="margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th colspan="2">RESULTADOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Densidad seca máxima</td> <td>2260 kg/m³</td> </tr> <tr> <td>Contenido óptimo de humedad</td> <td>7.0 %</td> </tr> </tbody> </table>						RESULTADOS		Densidad seca máxima	2260 kg/m ³	Contenido óptimo de humedad	7.0 %
RESULTADOS											
Densidad seca máxima	2260 kg/m ³										
Contenido óptimo de humedad	7.0 %										