



**UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**DETERMINACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE MEDIANTE  
ENSAYO DE VELETA MANUAL EN SUELOS ALOFÁNICOS  
DE LA REGIÓN DE ÑUBLE**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**DIEGO SEBASTIÁN RIVERA DEL RIO**

**PROFESOR GUÍA:  
ROBERTO GESCHE SCHULER**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
MAURICIO HERMOSILLA SOTOMAYOR  
MARCELO PAREDES PEÑAFIEL**

**SANTIAGO DE CHILE  
2018**

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL  
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL  
AUTOR: DIEGO RIVERA DEL RIO  
FECHA: MARZO 2018  
PROFESOR GUÍA: ROBERTO GESCHE SCHULER**

## **DETERMINACIÓN DE RESISTENCIA AL CORTE MEDIANTE VELETA DE CORTE MANUAL EN SUELOS ALOFÁNICOS DE LA REGIÓN DE ÑUBLE**

El estudio detallado en el presente documento pretende dar a conocer una metodología para medir la resistencia al corte del suelo. A pesar de que no es nueva, no es tan utilizada en el país como los ensayos de laboratorio. Se conoce como Veleta de Corte Manual o Veleta de Corte.

Los suelos estudiados tienen como material parental cenizas volcánicas. Es debido a este material que presentan características muy singulares. Por ejemplo, altas humedades naturales que son generadas por la alta capacidad de retención de agua. Esta propiedad es conferida por los minerales arcillosos Alofán e Imogolita, provenientes de la alteración en el tiempo del vidrio volcánico presente en la ceniza.

Primero se realiza una campaña de extracción de muestras en la ciudad de Chillán hacia la cordillera, específicamente en la ruta N-55. Estas muestras son cuidadosamente manipuladas para evitar alteraciones durante su traslado, luego almacenadas en la cámara húmeda para intentar mantener su humedad natural.

En la misma campaña de extracción, se procede a medir la resistencia al corte mediante la Veleta Manual. Se realiza este procedimiento en suelo inalterado, desde los lugares donde se extraen las muestras. Esto, con el fin de comparar las resistencias medidas por la veleta y la posteriormente determinada en laboratorio mediante la Compresión No Confinada (CNC). Se extraen 4 muestras diferentes para realizar esta comparación, específicamente Trumaos y Pómez Alofánicas.

En todas las muestras que se logra comparar, la resistencia al corte obtenida con la Veleta Manual, es mayor que la obtenida mediante la Compresión No Confinada. Esta diferencia se debe a las condiciones de confinamiento impuestas en ambos casos. Para el primero, el confinamiento es el real, generado por el suelo colindante al sector de ensayo, en la CNC la presión de confinamiento es nula.

Además, se comprueba en terreno que existe una dependencia entre la velocidad de rotación de la veleta y la resistencia que se determina con ésta. A mayor velocidad de rotación, mayor es la resistencia al corte del suelo.

A partir de los resultados determinados en este trabajo, se propone agregar la metodología de la Veleta de Corte Manual a la práctica común de las exploraciones geotécnicas, favoreciendo la toma de decisiones en terreno. Esto cuando se trabaje en Suelos Alofánicos, pero pudiendo extenderse a otros suelos cohesivos.

A Claudia Del Rio, Claudio Rivera, María Emilia Aravena, Sofía Rivera y Tomás Rivera.

Siempre existirá el Nosotros.

## Agradecimientos

Primero que todo, debo agradecer a mis padres, por su esfuerzo constante y apoyo incondicional desde el día que decidí salir de nuestra casa. Siempre sentí un respaldo absoluto, nunca me dejaron solo. No pueden imaginar lo infinitamente agradecido que estoy, ni lo mucho que los amo.

Agradezco a Emilia Aravena, mi pareja y compañera, por nunca dejar de hacerme sentir amado y acompañado. La distancia nunca fue impedimento para entregarme todo tu apoyo, espero vivir muchísimos años para poder entregarte todo el amor que mereces.

A Tomás y Sofía, mis hermanos, lamento estar tan lejos durante todo este tiempo, no verlos crecer y apoyarlos en vivo y en directo. Gracias por recibirme siempre con tanto cariño al llegar a la casa. Siempre tendrán en mi un amigo con el que pueden contar.

Agradezco a mi Yayi, por su cariño, apoyo y preocupación. Los constantes detalles siempre los voy a recordar. Y por todos los “ricos” que nunca me faltaron.

A mi profesor guía, Roberto Gesche, agradezco el apoyo, responsabilidad y compromiso, conmigo y mi trabajo. Además, agradezco muchísimo su preocupación por mi salud y por el respaldo a mis infinitas solicitudes.

Agradezco a mis profesores miembros de la comisión, Mauricio Hermosilla y Marcelo Paredes, por su buena disposición a conversar por la vía que fuera necesaria. Muchas gracias por sus correcciones.

Agradezco a Mario y Omar por los meses que estuve en laboratorio y “salita”, sin duda hacían el día de trabajo mucho más corto, agradable y entretenido. Cada uno con su forma particular y sincera.

A Néstor Novoa, por todos los años de amistad y “Copas América”, eres un gran amigo. Todo el talento no cabe dentro de esas rodillas.

Agradezco al Despierta Toro F.C, equipo mezquino en técnica, pero con un corazón que no cabe en la camiseta. Por todos los buenos momentos e incluso los segundos lugares. El futuro nos traerá alguna copa de seguro.

Agradezco a Julio Figueroa, entrenador y amigo, por los años que tuve la suerte de compartir en la familia del basket FCFM. Tu disposición y ética profesional son inspiradoras.

Agradezco finalmente a mi familia de Lampa, por ser mi segunda familia desde que me vine a Santiago. Por la buena acogida, “burlas” y cariño, muchas gracias.

## Tabla de Contenido

1	Introducción .....	1
1.1	Motivación .....	2
1.2	Objetivos y Alcances .....	3
2	Suelos Volcánicos .....	4
2.1	Génesis de los Suelos de origen Volcánico .....	5
2.1.1	Clasificación Química y Mineralógica de los Depósitos Piroclásticos .....	8
2.1.2	Distribución Geográfica de Suelos Volcánicos.....	11
2.2	Origen y Formación de Suelos Alofánicos .....	14
2.2.1	Formación de Partículas Alofánicas .....	15
3	Resistencia al Corte del suelo y su medición.....	20
3.1	Definición y problemática en la práctica .....	20
3.2	Resistencia al Corte no Drenado (Su).....	22
3.3	Ensayo de Veleta .....	22
3.3.1	Veleta de Corte Manual .....	23
4	Plan de Trabajo .....	26
4.1	Resultados de estudios anteriores .....	26
4.2	Campaña en Terreno .....	29
4.2.1	Nevados de Chillán.....	29
4.2.2	Sectores de Muestreo.....	31
5	Ensayos de Terreno .....	35
5.1	Densidad In-Situ mediante método de Cono de Arena .....	35
5.2	Resistencia al Corte mediante ensayo de Veleta Manual .....	37
5.3	Efecto de la velocidad de rotación de la Veleta Manual sobre la medición de la resistencia al corte del suelo.....	40
6	Ensayos de Laboratorio .....	45
6.1	Determinación de Gravedad Específica de los Sólidos (Gs).....	45
6.2	Límites de Atterberg .....	47
6.3	Ensayo de Permeabilidad .....	48
6.4	Compresión no Confinada (CNC) .....	52
6.4.1	Suelo M-1 (Trumao de Chillán).....	53

6.4.2	Suelo M-2 (Pómez Alofánica) .....	54
6.4.3	Suelo M-4 (Pómez Alofánica) .....	55
7	Análisis y Discusión de Resultados .....	57
7.1	Metodologías de Ensayo.....	57
7.2	Estudio de la velocidad de giro de la Veleta.....	61
7.3	Condición Parcialmente Saturada .....	62
8	Conclusiones .....	63
9	Recomendaciones .....	65
10	Bibliografía.....	66

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Erupción Volcán Villarrica, 2015. (Fotografía: Cristóbal Saavedra).....	1
Figura 2: Zonas de actividad volcánica de América del Sur (Stern et al, 2007). ....	4
Figura 3: Tipo de Interacción entre placas de Nazca y Sudamericana (Moreno, 2015) ...	5
Figura 4: Bombas, lapilli y cenizas del volcán Chaitén (Moreno, 2015) .....	6
Figura 5: Mapa de los principales estratovolcanes y las lavas depositadas , Zona Centro-Sur (Stern et al.,1990) .....	7
Figura 6: Relación entre tipo de roca, mineralogía y color del vidrio (Dahlgren, Shoji, & Nanzyo, 1993). ....	9
Figura 7: Relación entre índice de refracción y contenido de Sílice (Dahlgren et al., 1993) .....	9
Figura 8: Morfología de los cuatro tipos de vidrios volcánicos, a) Tipo Esponja; b) Tipo Plato; c) Fibras; d) Tipo Grano, la línea de referencia en la figura representa 50 $\mu\text{m}$ (Dahlgren et al., 1993).....	11
Figura 9: Distribución de volcanes nivel mundial (Schmincke, 2004).....	12
Figura 10: Distribución de Suelos Volcánicos en Chile. (Paredes & Verdugo, 2004).....	13
Figura 11: División de Suelos Volcánicos según alteración de su depósito de cenizas (Paredes, 2005).....	14
Figura 12: Proceso de alteración de vidrio volcánico. ....	15
Figura 13: Morfología posible de la partícula de Alofán (Paredes & Verdugo, 2004) .....	17
Figura 14: Esquema de la estructura de una fibra de Imogolita (Yamamoto et al., 2005) .....	18
Figura 15: Fibras de Imogolita en muestra de Kodonbaru mediante microscopia SEM (Eswaran, 1971) .....	19
Figura 16: Ilustración de superficies de falla (Shear Surface) en obras geotécnicas (Wesley, 2009) .....	20
Figura 17: Veleta de Corte Manual (New Zealand Geotechnical Society, 2001).....	23
Figura 18: Esquema de la geometría de la veleta manual (Pérez-Foguet, Ledesma, & Huerta, 1998) .....	24
Figura 19: Límites de Atterberg de Trumaos de Chillán, P: Paredes (2005), G: González (2011); V: Varela (2016).....	26
Figura 20: Granulometría Trumao de Chillán (González, 2012).....	28
Figura 21: Triaxial CIU Trumaos de Chillán, $S_u$ versus presión de confinamiento efectiva $\sigma'_0$ (González, 2012) .....	28
Figura 22: Mapa ubicación de los nevados de Chillán y sus centros de emisión. ....	29
Figura 23: Pulso Eruptivo Nevados de Chillán, 5 de junio del 2017 .....	30
Figura 24: Mapa del sector de extracción. ....	31
Figura 25: Primer lugar de extracción, Km 40 ruta N-55 .....	32
Figura 26: Muestras M-1 y M-2, izquierda y derecha respectivamente. ....	32
Figura 27: Segundo lugar de extracción, Km 42 ruta N-55 .....	33
Figura 28: Muestras M-3 y M-4, Izquierda y derecha respectivamente .....	33

Figura 29: Aplicación del Método del Cono de Arena. ....	35
Figura 30: Densidad Seca de Suelos Extraídos. ....	36
Figura 31: Ensayo de Veleta de Corte Manual en Suelos Alofánicos ....	37
Figura 32 Segunda visita a terreno, A) Talud vista frontal, B) Contacto entre estratos. .	40
Figura 33: Estrato de Trumao expuesto para ser ensayado, segunda visita.....	41
Figura 34: Aplicación de vacío a dos de los suelos; A) M-1 (Trumao), B) M-2 (Pómez Alofánica). ....	45
Figura 35: Gravedad Específica de los Sólidos de los suelos extraídos ....	46
Figura 36: Consistencias y estados límite, Límites de Atterberg. ....	47
Figura 37: Límites de Atterberg, Suelos M-1, M-2 y M-4 ....	47
Figura 38: Permeabilidad Carga Variable, Suelo M-1 (Trumao).....	49
Figura 39: Permeabilidad Carga Variable, Suelo M-2 (Pómez Alofánica) ....	50
Figura 40: Permeabilidad Carga Variable, Suelo M-4 (Pómez Alofánica). ....	50
Figura 41: CNC de Suelos Alofánicos. ....	52
Figura 42: Curvas Tensión-Deformación M-1.....	53
Figura 43: Probeta de M-1 (Trumao) luego de la falla.....	53
Figura 44: Curvas Tensión-Deformación M-2.....	54
Figura 45: Probeta de M-2 (Pómez Alofánica) luego de la falla. ....	54
Figura 46: Curvas de Tensión-Deformación M-4.....	55
Figura 47: Probeta de M-4 (Pómez Alofánica) luego de la falla ....	56
Figura 48: Comparación Densidades Naturales Suelo M-1 (Trumao).....	59
Figura 49: Comparación Densidades Naturales Suelo M-2 (Pómez Alofánica). ....	59
Figura 50: Comparación Densidades Naturales Suelo M-4 (Pómez Alofánica). ....	60



## INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de piroclastos según su tamaño (Cas & Wright, 1998) .....	5
Tabla 2: Clasificación de depósitos volcánicos, rocas y vidrio según contenido de Sílice (SiO <sub>2</sub> ).....	8
Tabla 3: Edad y tipo de arcilla presente en suelos alterados (Besoain, 1985). .....	14
Tabla 4: Componentes principales identificados en las arcillas de los suelos volcánicos (INIA & Tosso, 1985).....	15
Tabla 5: Factores que influyen en la formación de Arcillas Alofánicas (González, 2012) .....	16
Tabla 6: Dimensiones de Veleta Manual.....	24
Tabla 7: Resumen de muestras extraídas.....	34
Tabla 8: Densidad In-situ mediante método del Cono de Arena. ....	36
Tabla : Ensayo de Veleta en M-1. ....	38
Tabla : Ensayo de Veleta en M-2 .....	38
Tabla : Ensayo de Veleta en M-3. ....	39
Tabla : Ensayo de Veleta en M-4. ....	39
Tabla 13: Resumen Resistencia mediante Veleta Manual. ....	40
Tabla 14: Ensayo de Veleta 1 [R.P.M] .....	41
Tabla 15: Ensayo de Veleta a 2 [R.P.M] .....	42
Tabla 16: Ensayo de Veleta a 1 R.P.M .....	42
Tabla 17: Ensayo de Veleta a 2 [R.P.M] .....	43
Tabla 18: Ensayo de Veleta a 0,5 [R.P.M] .....	43
Tabla 19: Resultados Sector 1 .....	43
Tabla 20: Resultados Sector 2 .....	44
Tabla 21: Permeabilidad de Suelos Alofánicos mediante Método de Carga Variable. ....	51
Tabla 22: Resumen de resistencias al corte mediante CNC. ....	56
Tabla 23: Análisis estadístico de resultados, Suelo M-1 (Trumao).....	57
Tabla 24: Análisis estadístico de resultados, Suelo M-2 (Pómez Alofánica) .....	58
Tabla 25: Análisis estadístico de resultados, Suelo M-4 (Pómez Alofánica) .....	58
Tabla 26: Estrato 1 Veleta .....	61
Tabla 27: Estrato 2 Veleta .....	62

# 1 Introducción

Las condiciones geológicas que presenta el país lo sitúan como uno de los principales focos de la actividad sísmica y volcánica a nivel mundial. Su ubicación coincide con la interacción de dos placas tectónicas, estas placas son responsables, primero, de la formación del relieve que puede apreciarse a lo largo del país y segundo, de los distintos eventos sísmicos y volcánicos que han ocurrido durante la historia, incluyendo el terremoto de mayor magnitud registrado a la fecha. En los últimos 460 años un total 62 volcanes presentaron actividad eruptiva, en los últimos 10.000 el número crece a 120 (Moreno, 2015).



**Figura 1: Erupción Volcán Villarrica, 2015. (Fotografía: Cristóbal Saavedra)**

Con esto se puede apreciar que el volcanismo no es un fenómeno actual, ha sido por milenios responsable de la depositación de material parental, éste ha dado origen a suelos derivados de ellos. La amenaza volcánica no se encuentra dividida de manera uniforme, existen regiones con mayor concentración de volcanes con alto riesgo, entre las ciudades de Los Ángeles (37°S) y Puerto Montt (41.5°S) se encuentran los más activos.

Las erupciones liberan piroclastos de distintos tamaños, a partir de este material se forman diversos tipos de suelos con características singulares. La presencia de Alofán e Imogolita, minerales arcillosos formados a partir del vidrio volcánico, es la más preponderante (Verdugo, 2008). Los suelos que poseen dichos minerales se denominan Alofánicos. Según la USCS (Unified Soil Classification System) clasifican como limos de alta plasticidad (MH). Sin embargo, las partículas que conforman estos suelos son de tamaños muy inferiores a un micrón, de tamaño coloidal, por ende corresponden a arcillas (Verdugo & Paredes, 2004)

## 1.1 Motivación

Los estudios para la determinación de la resistencia al corte del suelo en Chile se realizan principalmente en el laboratorio, existen diversos ensayos que intentan reproducir las condiciones que posee el suelo en terreno. El objetivo de los estudios es determinar la respuesta que tendrá el suelo al ser sometido a esfuerzos. Dependiendo de las características del suelo estudiado se define el o los ensayos a realizar.

Para poder realizar cualquier ensayo en el laboratorio se hace necesaria la extracción de muestras representativas del terreno, se obtienen usualmente desde calicatas. Además de la obtención de muestras, es posible mediante estas calicatas, realizar una inspección visual y definir la estratigrafía del terreno.

Dependerá de la magnitud del proyecto y del presupuesto disponible el nivel de certidumbre que tendrá el estudio del suelo. Mientras un gran proyecto puede acceder a realizar ensayos triaxiales u otros ensayos de laboratorio, obras menores caracterizan el suelo a través de una simple inspección visual del terreno o sólo en base a la experiencia de los constructores.

Debido a lo anterior, aparece la idea de utilizar alguna metodología para determinar la resistencia al corte en terreno, pudiendo complementar de esta forma las exploraciones geotécnicas que se basan en calicatas. La metodología propuesta y estudiada a continuación es la Veleta de Corte Manual, ésta es rápida de aplicar, sencilla y de bajo costo. En solo minutos se puede estimar la resistencia al corte de suelos cohesivos en terreno.

El sector estudiado presenta un crecimiento demográfico motivado por el potencial turístico de los Nevados de Chillán, dicho crecimiento tiene como consecuencia el uso de suelos volcánicos como suelos de fundación de diversas estructuras.

Los suelos derivados de cenizas volcánicas, estudiados en este trabajo, debido a su origen, son susceptibles a cambios en su estructura, por ejemplo, cuando sufren procesos de secado. Por lo anterior cobra mayor valor la determinación de la resistencia al corte en su condición de fábrica, así evitar alteraciones que puedan inducir errores en la medición de la resistencia al corte.

## 1.2 Objetivos y Alcances

Se han realizado una serie de investigaciones para entender el comportamiento de los suelos de origen volcánico, principalmente sus propiedades geotécnicas y geomecánicas. Siguiendo la línea de investigación de suelos volcánicos, se ha desarrollado este trabajo, estudiando la resistencia al corte de estos suelos en terreno, en su condición de fábrica.

Dentro de las metodologías para la medición de la resistencia al corte en el laboratorio, la Compresión no Confinada es de las más sencillas y rápidas de aplicar. Este ensayo es destinado principalmente a suelos cohesivos e impone una velocidad de deformación que permite evitar la disipación de la presión de poros, así se determina la resistencia al corte no drenada del suelo.

En este trabajo se pretende dar a conocer el ensayo de Veleta de Corte Manual. Esta metodología permite, al igual que la Compresión no Confinada, medir la resistencia al corte no drenada en suelos cohesivos, a diferencia del ensayo de compresión, esta determinación se realiza en terreno.

A partir de la aplicación de las dos técnicas antes mencionadas y el posterior registro de las resistencias al corte, se desea comparar los resultados obtenidos en búsqueda de posibles correlaciones entre ambas. Se espera con esto, agregar valor a la información entregada por la Veleta Manual e incluirla en las exploraciones geotécnicas que involucren suelos finos, para complementarlas y favorecer la toma de decisiones en terreno.

Finalmente, se desea hacer un estudio de los factores que controlan la medición de la Veleta Manual, uno de ellos es la velocidad de giro. El instrumento que se utilizará impone una velocidad de una revolución por minuto (1 R.P.M). Dicha velocidad viene calibrada para obtener la resistencia no drenada del suelo. Se tomarán mediciones con velocidades distintas a 1 R.P.M, con esto se espera entender el impacto que tienen estos cambios de velocidad angular en la resistencia al corte.

Este trabajo se realiza en base a suelos volcánicos ubicados en la región de Ñuble, específicamente en la ruta N-55 de la ciudad de Chillán, suelos que se han conformado a partir de material expulsado por el complejo volcánico Nevados de Chillán.

## 2 Suelos Volcánicos

Los suelos de origen volcánico son aquellos conformados a partir del material expulsado por un volcán, este material se deposita por diversos mecanismos. Estos suelos residuales tienen características particulares que los diferencian de otros del mismo tipo, su distribución geográfica o poseer un origen común son sólo algunos ejemplos.

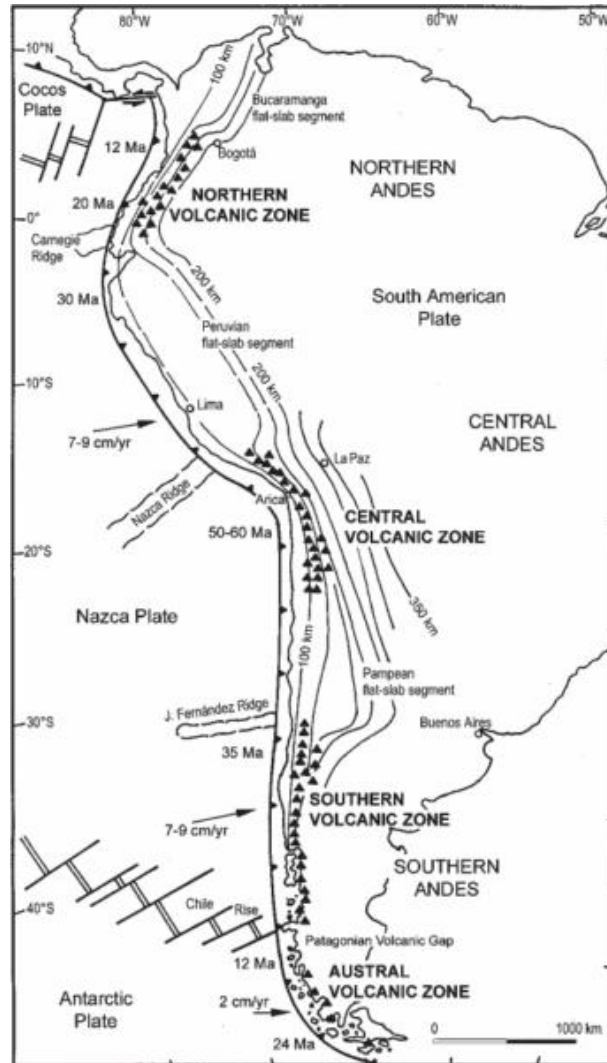


Figura 2: Zonas de actividad volcánica de América del Sur (Stern et al, 2007).

En Chile la formación de estos suelos se encuentra directamente relacionada a la zona de subducción, en ésta la placa de Nazca se introduce bajo la placa Sudamericana, principalmente por la diferencia de densidad. Sudamérica presenta cuatro zonas que forman parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, en tres de ellas Chile tiene presencia como se aprecia en la Figura 2.

## 2.1 Génesis de los Suelos de origen Volcánico

El fenómeno de subducción, representado en la Figura 3, provoca que las rocas presentes en la porción superior del manto se fundan parcialmente. Esto ocurre debido a la liberación de volátiles que tienen como consecuencia el descenso del punto de fusión de las rocas. Se genera así el magma que luego asciende a través del volcán para finalmente generar su erupción.

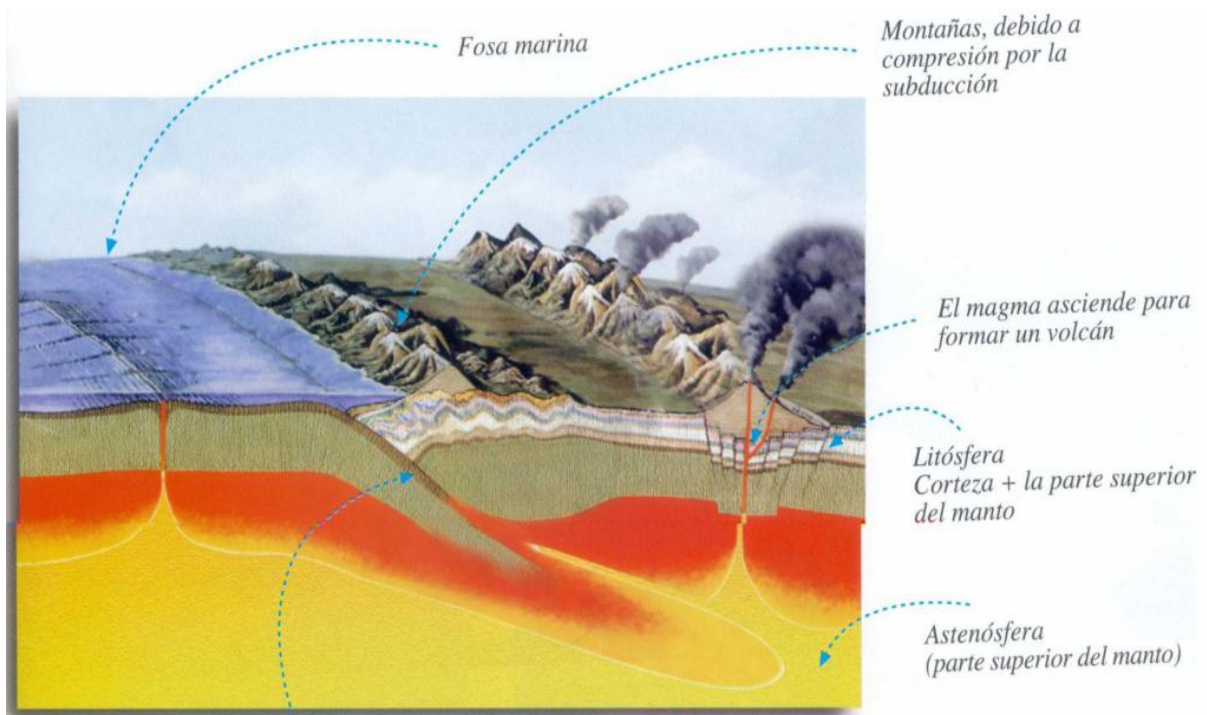


Figura 3: Tipo de Interacción entre placas de Nazca y Sudamericana (Moreno, 2015)

Los materiales liberados por el volcán son denominados piroclastos y pueden ser clasificados según su nivel de fragmentación. Los fragmentos más grandes que 64 mm de diámetro son denominados “bloques” o “bombas”, los fragmentos que se encuentran entre 64 mm y 2 mm de diámetro se les denominan “lapilli”, nombre que deriva del latín que significa “pequeña roca”(Lockwood & Hazlett, 2010). Finalmente, los menores de 2 mm son denominados cenizas.

Tabla 1: Clasificación de piroclastos según su tamaño (Cas & Wright, 1998)

NOMBRE	TAMAÑO
Bombas	> 64 mm
Lapilli o Pómez	Entre 64 mm y 2 mm
Cenizas	< 2 mm



**Figura 4: Bombas, lapilli y cenizas del volcán Chaitén** (Moreno, 2015)

Además de la clasificación anterior, se pueden distinguir los materiales debido a su grado de cristalización y la composición de las paredes del volcán de origen. Aparecen así tres tipos:

- **Vidrio Volcánico:** El vidrio volcánico es un material amorfo, generado a partir de un enfriamiento violento del magma volcánico. En éste, las moléculas y partículas de sílice no alcanzan a generar una estructura cristalina definida, a esto se debe la alta inestabilidad que presenta.
- **Cristales:** En este caso el magma se enfría de manera lenta lo que permite la generación de una estructura cristalina.
- **Fragmentos Líticos:** Corresponden a porciones que son arrancadas de las paredes del conducto volcánico.

Los materiales expulsados posteriormente se depositan. Según sea la forma en que esto ocurra será la disposición final del depósito y sus características. Todos los suelos volcánicos nacen a partir de un depósito, la manera en que éste se forma está ligada directamente con su origen. Mientras que los materiales más pesados se depositan cerca del lugar de erupción, los más livianos, como la ceniza, pueden llegar a viajar decenas de kilómetros.

En la Figura 5 se presentan los principales estratovolcanes de la zona centro-sur de Chile, junto a estos se señalan los sectores de depositación de lavas. En el grupo de estratovolcanes se puede identificar el sector que será estudiado, Nevados de Chillán.

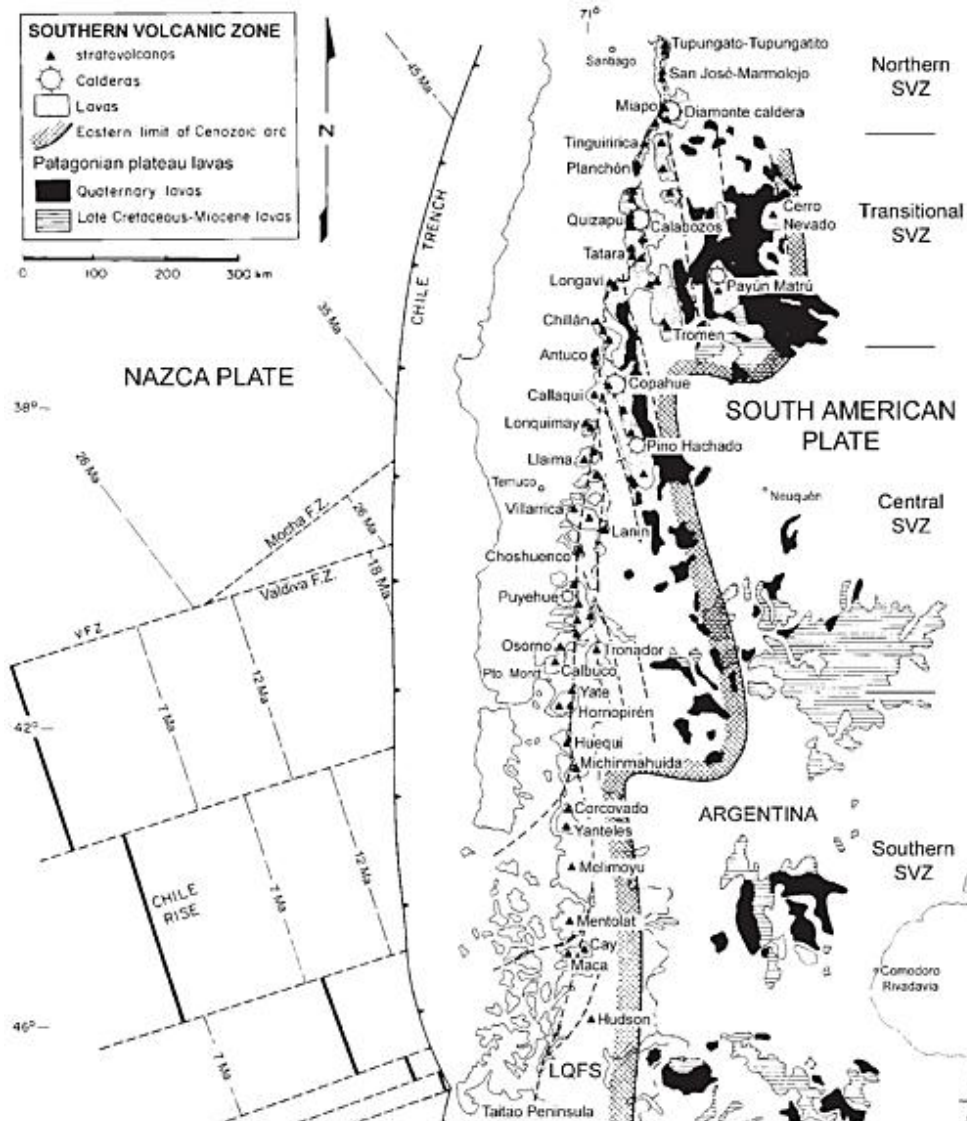


Figura 5: Mapa de los principales estratovolcanes y las lavas depositadas , Zona Centro-Sur (Stern et al.,1990)

A partir de las hipótesis de Wright (1965) y Langohr (1971,1974) se intenta explicar el origen de los suelos volcánicos chilenos.

Los mecanismos principales de transporte de material se señalan a continuación:

1. Eólico: El viento ejerce una fuerza sobre las partículas, según sea su tamaño o masa será la distancia que puedan recorrer. Por lo general, se generan depósitos bien seleccionados en tamaño y se presentan en planos de depositación usualmente muy sueltos.
2. Flujo Piroclástico: Corresponde a la combinación entre ceniza incandescente con clastos y gas, este se desplaza aprovechando la pendiente del volcán. El flujo se ve controlado por la morfología del terreno donde se desplace, los materiales que por lo general transportan estos flujos son clastos de bordes redondeados, debido a la erosión generada en el transporte.



3. Oleada Piroclástica: Nace del flujo piroclástico descrito en el punto anterior. Se distinguen dos tipos, el primero se denomina Oleada Base, se genera a partir del flujo principal; el otro tipo es la Nube de Cenizas, se genera en los márgenes externos del flujo debido a la turbulencia que allí ocurre.
4. Flujo Lahárico: La erupción genera lava con altas temperaturas que derriten las masas de hielo, como consecuencia se genera un flujo de lodo con materiales de distintas dimensiones, desde cenizas hasta bloques.
5. Aluvional: Los materiales son transportados a través de los cursos de agua o debido a las lluvias que se presenten en el sector.
6. Transportados por glaciares: Al avanzar los hielos o debido a avalanchas provocadas por su derretimiento. Las avalanchas depositan en forma de morrena.
7. Retransportados: Incluyen al menos dos factores involucrados en la depositación final.

### 2.1.1 Clasificación Química y Mineralógica de los Depósitos Piroclásticos.

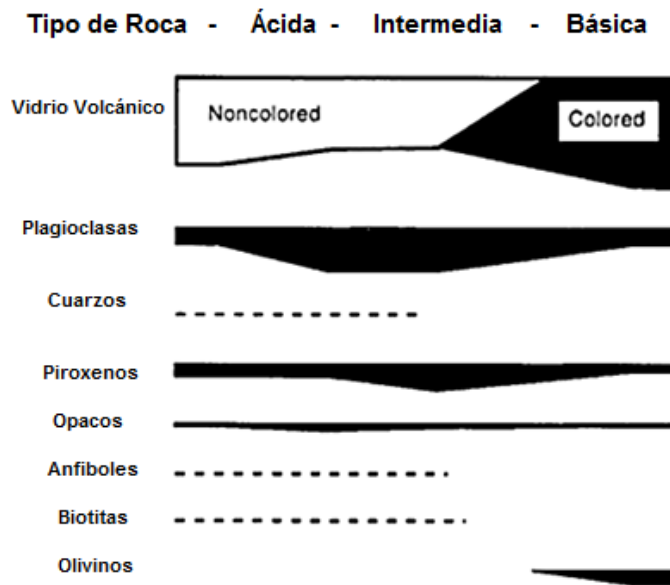
Es esencial para el entendimiento de los suelos conocer la composición de sus materiales de origen. Se puede clasificar los depósitos piroclásticos de dos formas diferentes. La primera realiza una división de los depósitos a partir del contenido de sílice total ( $\text{SiO}_2$ ) presente en el vidrio volcánico. Usando este método es posible clasificar el tipo de roca, los depósitos y el vidrio volcánico. Dicha división se presenta a continuación:

**Tabla 2: Clasificación de depósitos volcánicos, rocas y vidrio según contenido de Sílice ( $\text{SiO}_2$ )**

Total $\text{SiO}_2$ (%)	Tipo de Roca Volcánica	Tipo de Depósito	Tipo de Vidrio
100-70	Ácida	Riolítico	No-Coloreado
70-62	Ácida	Dacítico	No-Coloreado
62-58	Intermedia	Andesítico	No-Coloreado
58-53.5	Básica	Basalto Andesítico	Coloreado
53.5-45	Básica	Basáltico	Coloreado

El  $\text{SiO}_2$  contenido en el vidrio volcánico es un punto de suma importancia. La densidad es uno de los factores que controla que las partículas de vidrio sean más o menos estables, esto frente a alteraciones físicas o químicas provocadas por las condiciones ambientales. Mientras mayor sea la concentración de Sílice menos propenso será el vidrio volcánico a una alteración (Paredes & Verdugo, 2004).

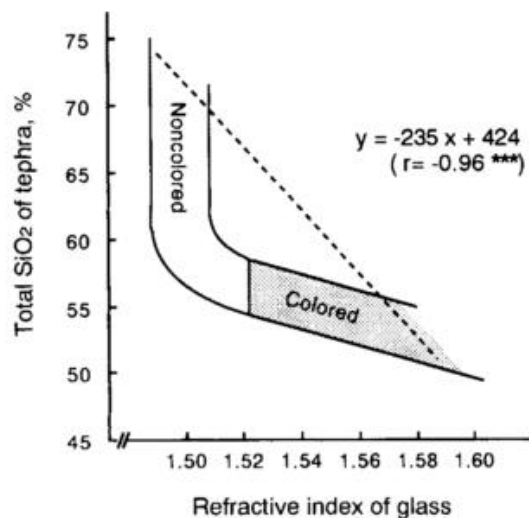
La siguiente forma de clasificar los depósitos es a través de su mineralogía, en esta división se puede relacionar el color del vidrio con los minerales presentes, además del tipo de roca.



**Figura 6: Relación entre tipo de roca, mineralogía y color del vidrio** (Dahlgren, Shoji, & Nanzyo, 1993).

De esta clasificación se desprende, por ejemplo, que un vidrio muy oscuro estará asociado a una roca muy básica, los minerales principales serán Plagioclasas, Opacos, Olivinos y Piroxenos. Por otra parte, un vidrio de composición ácida estará constituido de Plagioclasas, Piroxenos, Opacos, además podrían poseer pequeñas cantidades de Cuarzos, Biotitas y Anfíboles, aunque con menor probabilidad de aparición.

También se puede reconocer el vidrio debido a su índice de refracción, un vidrio coloreado presenta índices superiores a 1.52. Por otro lado, los no coloreados tiene un índice menor a 1.52 (Dahlgren et al., 1993). Es definido como índice de refracción, la razón entre la velocidad de la luz, en el vacío y en el medio a analizar, en este caso el vidrio volcánico.



**Figura 7: Relación entre índice de refracción y contenido de Sílice** (Dahlgren et al., 1993)

Clasificar un depósito de cenizas volcánicas por su mineralogía puede ser un tanto tedioso, las cenizas al ser expelidas por el volcán viajan por el aire, debido a la gravedad van depositando sus minerales según el peso, se genera así una segregación que dificulta la identificación. Es por esto que la mejor forma de clasificar una depósito de cenizas volcánicas es mediante el color del vidrio volcánico (Paredes, 2005).

En el caso de depósitos de cenizas alterados, la determinación mediante la mineralogía cobra mayor relevancia. En este caso el vidrio al estar alterado se vuelve difícil de clasificar a simple vista. Sin embargo, los cristales presentes en el depósito pueden lograr resistir más tiempo inalterados. La velocidad de alteración ha sido atendida por investigadores (Shoji, Nanzyo y Dahlgren, 1993) y se ha determinado la siguiente secuencia de alteración. De izquierda a derecha, desde el más alterable al menos alterable.

*Vidrio Coloreado > Vidrio No Coloreado = Olivino > Plagioclasa > Anfíboles > Cuarzo*

La morfología de los vidrios volcánicos también cumplirá un rol fundamental en la susceptibilidad a la alteración de este tipo de suelo. Las configuraciones que adopta el vidrio volcánico están dadas por su composición. Dicha composición afecta a características como la viscosidad y el contenido de gases. Las partículas de vidrio con composición más básica poseen poros de menor tamaño que las composiciones más ácidas. Poros más grandes tendrán un alto contenido de gases y alta viscosidad. Por otra parte, los poros pequeños tendrán bajo contenido de gases y baja viscosidad.

En base a las diversas morfologías de los vidrios volcánicos Yamada y Shoji (1983) dividieron las partículas de vidrio volcánico de la siguiente forma:

- a) Tipo Esponja (Pómez)
- b) Tipo Plato (Sólidas)
- c) Fibrosas (Fiamez)
- d) Tipo Grano

Las formas mencionadas se presentan en la siguiente ilustración:

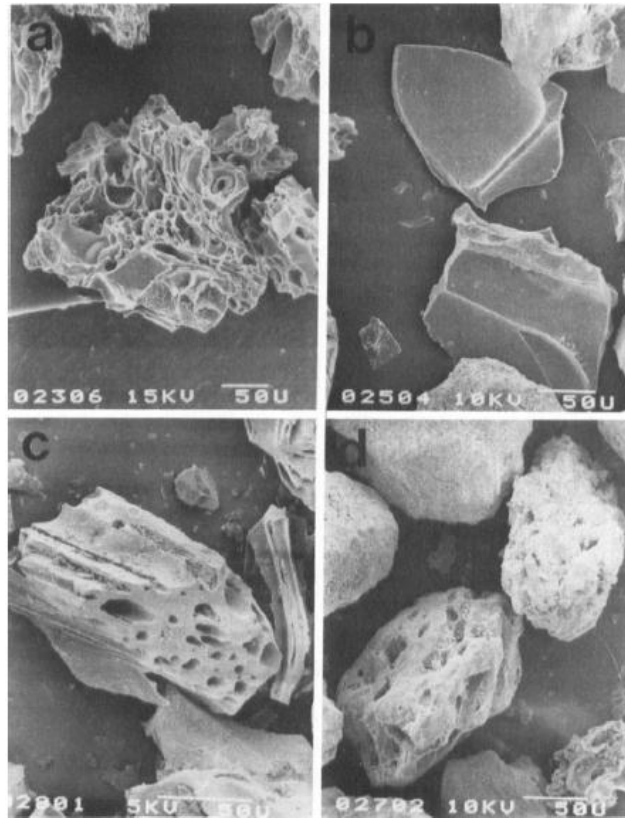


Figura 8: Morfología de los cuatro tipos de vidrios volcánicos, a) Tipo Esponja; b) Tipo Plato; c) Fibrosas; d) Tipo Grano, la línea de referencia en la figura representa 50  $\mu\text{m}$  (Dahlgren et al., 1993).

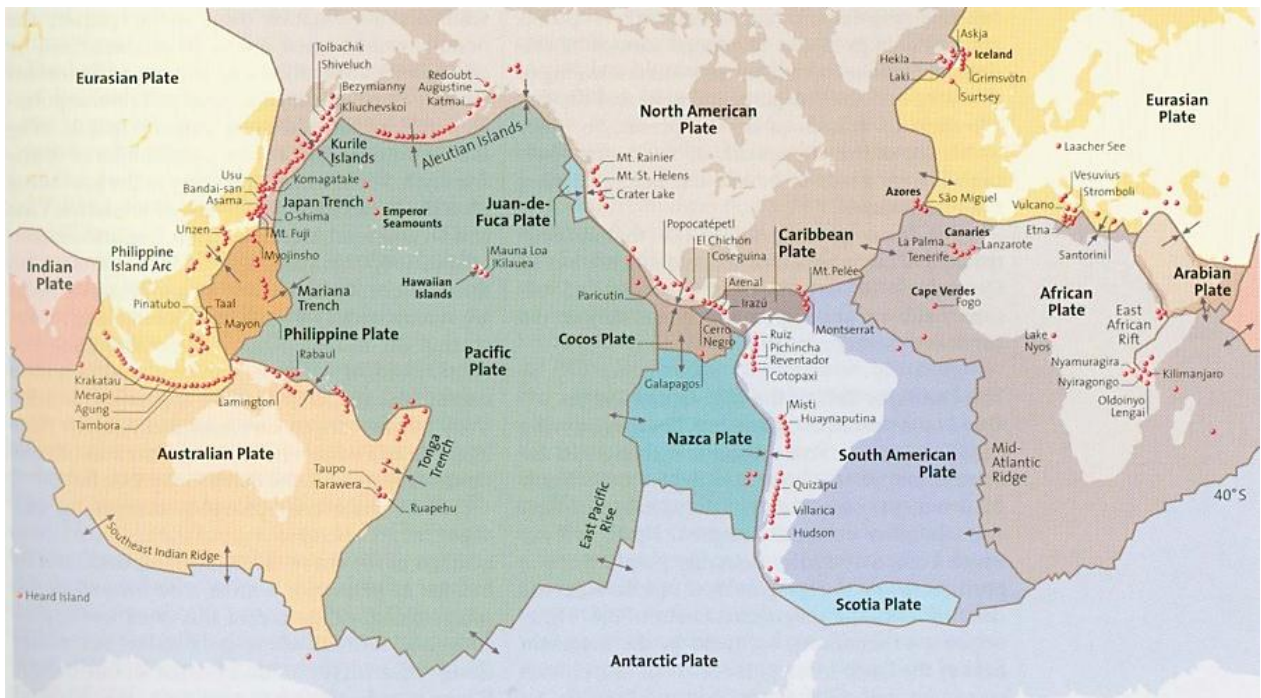
### 2.1.2 Distribución Geográfica de Suelos Volcánicos

El desarrollo de estos suelos es prácticamente en paralelo a la distribución global de los volcanes activos. Esto a su vez se asocia directamente a la disposición que tienen las placas tectónicas en la litósfera, debido a esta distribución, se hace muy predecible ubicar los sectores formados a partir de cenizas volcánicas (Leamy, 1984).

Como las regiones volcánicas más importantes del mundo se pueden mencionar las siguientes (INIA & Tosso, 1985):

- Región Volcánica y tectónica Circunpácífica, que incluye las costas de Asia y América, así como el Océano Pacífico y sus islas.
- El territorio volcánico Mediterráneo.
- El sector volcánico Atlántico a lo largo de la costa oeste.
- El territorio volcánico de África Oriental y Oriente Medio.

A nivel mundial los suelos volcánicos abarcan 124 millones de hectáreas, lo que equivale a un 1% del territorio terrestre mundial aproximadamente. Estos tipos de suelos se localizan principalmente en regiones tropicales, se alcanza en estos sectores el 60% del total, esto ocurre porque ahí es donde se encuentran las condiciones óptimas de humedad y temperatura para su generación (Shoji, Dahlgren, & Nanzyo, 1993).



**Figura 9: Distribución de volcanes nivel mundial (Schmincke, 2004).**

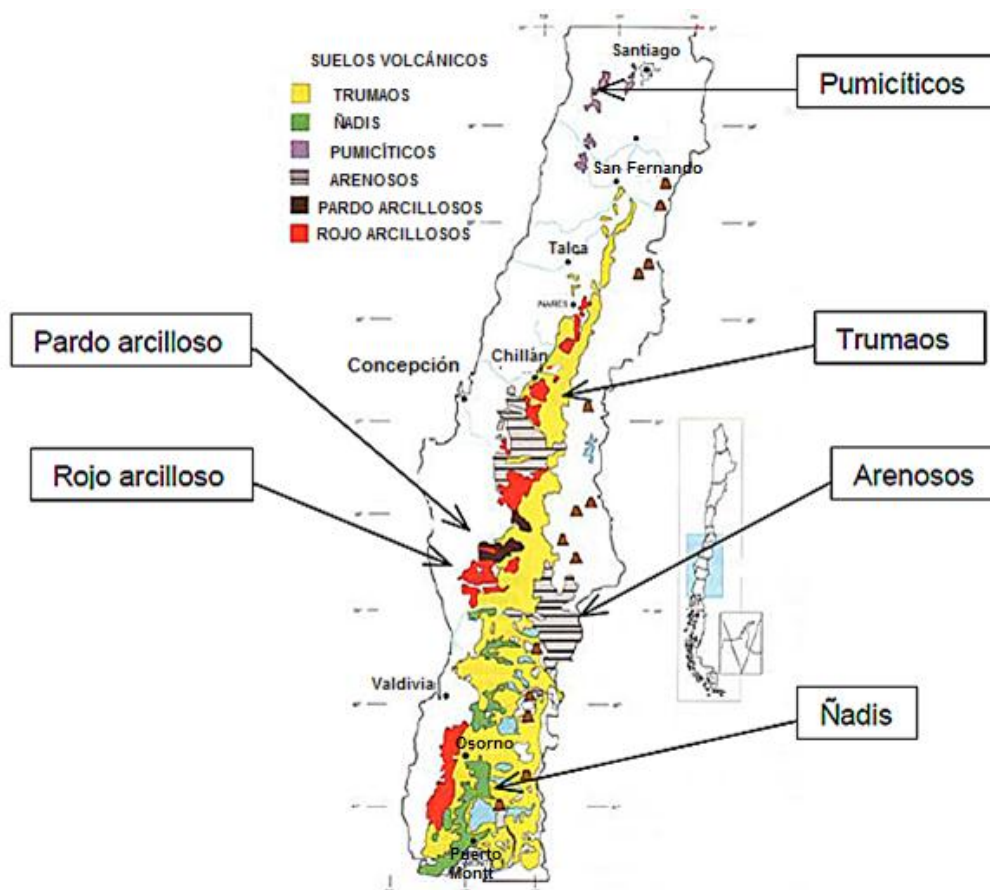
El panorama a nivel nacional sigue la misma lógica de formación, existen diferencias dependiendo del sector en el que se produzca la depositación y de las condiciones climáticas.

Los Suelos Volcánicos se encuentran distribuidos, aproximadamente, desde la ciudad de Santiago hasta la ciudad de Puerto Montt. A lo largo de este territorio los tipos de suelo que pueden encontrarse son diversos, se debe considerar que los factores climáticos y topográficos no son uniformes en nuestro territorio. Junto a esto, las épocas geológicas en que se depositan las cenizas han sido intermitentes en el tiempo, por lo que se han visto sometidas a distintos períodos de alteración (Paredes, 2005).

Se debe mencionar que los suelos volcánicos cubren más de cinco millones de m<sup>2</sup> entre las regiones Decima y Metropolitana. Además, constituyen entre el 50 y 60% del territorio arable del país, esto habla de una ocupación que históricamente han tenido estos suelos en Chile (Peralta, 1978).

Se ha determinado la existencia de seis grupos de suelos con propiedades bien definidas (INIA & Tosso, 1985), estos son:

1. Trumaos: 3.334.000 hectáreas
2. Ñadis: 423.000 hectáreas
3. Rojos Arcillosos: 665.000 hectáreas
4. Pardo Arcillosos: 32.8000 hectáreas
5. Suelos Pumicíticos: 432.000 hectáreas
6. Suelos Arenosos: 347.400 hectáreas



**Figura 10: Distribución de Suelos Volcánicos en Chile.** (Paredes & Verdugo, 2004)

Como se puede apreciar en la Figura 10, el suelo que abarca mayor superficie es el Trumao. Este tipo de suelo se ubica a lo largo del territorio nacional desde la sexta región hasta la ciudad de Puerto Montt aproximadamente. Ciudades como Chillán, Temuco y Osorno presentan grandes extensiones de este suelo. Los Trumaos están ubicados principalmente en la precordillera, zona donde las pendientes favorecen el buen drenaje.

Los Ñadis se ubican principalmente en la ciudad de Osorno, en paralelo a los Trumaos que se encuentran en el sector. Estos suelos se generan, a diferencia de los Trumaos, en sectores de topografía plana en los cuales el drenaje no es tan favorable. Se genera una capa llamada “Fierrillo” a pocos metros de la superficie, esta capa posee un alto contenido de fierro.

En la ciudad de Santiago y San Fernando se encuentran depósitos aislados de Suelos Pumicíticos. Estos suelos se distribuyen sobre una topografía de lomajes suaves con pendientes del 3 al 5% (INIA & Tosso, 1985).

Los suelos Arenosos se ubican en sectores muy acotados, uno de los lugares es en las inmediaciones de la ciudad de Los Ángeles, en la depresión intermedia. El otro sector se encuentra en la zona Andina, cercana a la ciudad de Pucón.

Se denomina Rojo Arcilloso a un grupo de suelos coincidentes en color y textura, estos se encuentran distribuidos aproximadamente desde Linares hasta Puerto Montt de manera discontinua, el sector de mayor superficie se encuentra entre las ciudades de Osorno y Puerto Montt.

Finalmente, los Suelos Pardo Arcillosos se encuentran en menor cantidad que todos los anteriores. Estos se ubican principalmente en la depresión intermedia de la IX región, en dos zonas cercanas a la ciudad de Perquenco.

## 2.2 Origen y Formación de Suelos Alofánicos

Se denominan Alofánicos a aquellos suelos volcánicos que poseen el mineral arcilloso Alofán en su estructura. Estos suelos sólo se encuentran en depósitos de cenizas volcánicas que poseen alto nivel de alteración. Los principales lugares en Chile donde se logran estas alteraciones se ubican en la zona centro-sur del país. Es la humedad el principal agente que permite la alteración del vidrio volcánico. Todos los procesos formativos son diferentes, dependen de las condiciones a las que se vea sometido el vidrio (González, 2012).

La clasificación de suelos volcánicos en Chile, además de tener los seis tipos característicos que fueron mencionados, se les puede distinguir según el grado de alteración del depósito de ceniza original, es así como se tiene la siguiente clasificación:

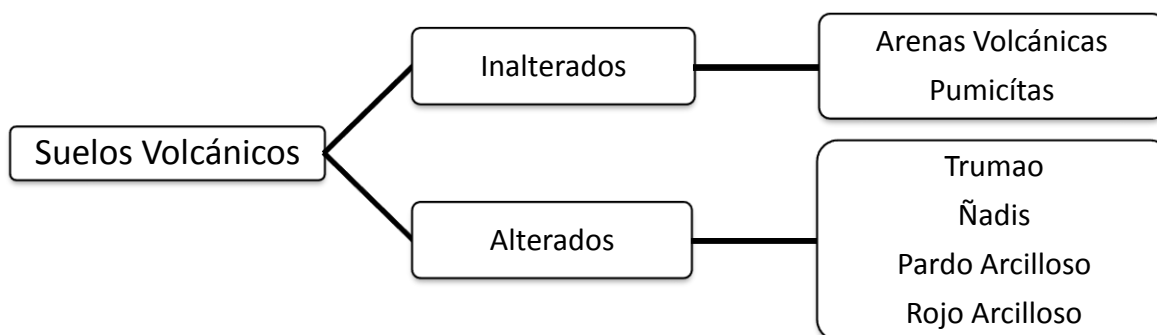


Figura 11: División de Suelos Volcánicos según alteración de su depósito de cenizas (Paredes, 2005).

Los suelos alterados poseedores de arcilla Alofánica, como se aprecia en la Tabla 3, son más jóvenes que los que presentan arcilla Haloisítica. Las partículas alofánicas tienen una vida media de 25.000 años, luego de esto se convierten paulatinamente en arcillas cristalinas de tipo haloisítica.

Tabla 3: Edad y tipo de arcilla presente en suelos alterados (Besoain, 1985).

Suelo	Tipo de Arcilla	Edad Probable (miles de años)
Trumao	Alofánica	0,5-20
Ñadis	Alofánica	10 – 20
Pardo Arcillosos	Haloisítica y muy poco Alofán	25 – 60
Rojo Arcillosos	Totalmente Haloisítica	80

## 2.2.1 Formación de Partículas Alofánicas

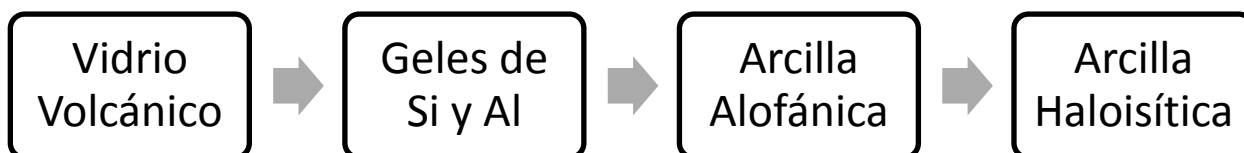
Inicialmente el vidrio volcánico se hidrata, lo que genera iones y cationes en su superficie. Al someter al vidrio a la presencia de agua se genera la lixiviación de éste, se tiene como consecuencia la liberación de sílice. Junto a la lixiviación, se pueden generar partículas asociadas a la fracción de arcilla como son: Alofán, Imogolita, Ferrihidrita, Complejos Al/Fe, Sílice Opalina y óxidos de Fe. La formación de una u otra partícula queda sujeta a condiciones como el pH, drenaje y la temperatura. (Varela, 2016)

Besoain y Sepúlveda (1983) lograron identificar algunos de los principales minerales arcillosos presentes en los suelos volcánicos. Estos resultados son presentados en la Tabla 4.

**Tabla 4: Componentes principales identificados en las arcillas de los suelos volcánicos (INIA & Tosso, 1985)**

Grupo	Naturaleza	Nombre
Silicatos	No-cristalina	Alofán
		Componentes para-alofánicos
	Para-cristalina	Protoimogolita
		Protoimogolita-Alofán
		Imogolita
	Cristalina	Haloisita; Caolinita
Minerales 2:1 y 2:2 y sus interestratificados		
Óxidos	No-cristalina	Óxidos no cristalinos de Fe, Al y Si
	Cristalina	Óxidos Cristalinos de Fe, Al y Si
Complejos órgano-metálicos	No-Cristalina	Complejos húmicos de Fe y Al

Entonces, el vidrio volcánico sufre un proceso de alteración en el tiempo, transformándose desde una arcilla alofánica hasta una arcilla haloisítica. En el primer caso se habla de una estructura de tipo amorfa, al ir transformándose en la última, adopta una forma más cristalina.



**Figura 12: Proceso de alteración de vidrio volcánico.**



A partir de un cuadro resumen realizado por Christian González (2012), se presenta la Tabla 5, con los factores influyentes en la formación de suelos alofánicos.

**Tabla 5: Factores que influyen en la formación de Arcillas Alofánicas** (González, 2012)

<b>Factor de Alteración</b>	<b>Características para la Formación de Arcilla Alofánica</b>
Nivel de Precipitación Anual	La formación de arcilla alofánica requiere altos niveles de precipitación, mayores a 800 mm/año (Besoain, 1985)
Topografía	Topografías que permiten el fácil escurrimiento del agua en el suelo, mejorando el drenaje, la lixiviación del vidrio volcánico y el arrastre de sílice disuelta, favorecen la formación de arcillas alofánicas (Shoji, Nanzyo, Dahlgren, 1993).
Temperatura	A mayor temperatura se acelera el proceso de meteorización, favoreciendo la formación de arcilla alofánica (Farmer et al. 1979).
Composición del Vidrio Volcánico	Los vidrios coloreados, por su morfología y composición, se alteran con mayor facilidad. Además, la mayor liberación de Mg y Ca, mantienen el agua a un pH sobre 4.9, favoreciendo la formación de arcilla alofánica. Vidrios no coloreados generan una reacción que acidifica el suelo inhibiendo la formación de arcilla alofánica (Paredes, 2005).
pH	La formación de arcilla alofánica se acelera con pH entre 4.9 y 7 (Parfitt y Kimble, 1989). Bajo 4.9, la formación de alofán se inhibe.
Materia Orgánica	Al descomponerse la materia orgánica que se encuentra en contacto con el vidrio volcánico, acidifica el suelo, inhibiendo la formación de arcilla alofánica.
Tiempo	Las partículas de Alofán e Imogolita poseen una vida media aproximada de 25.000 años, luego se transforman, en el caso particular de Chile, en arcillas de tipo Haloisitas (Besoain, 1985).
Material Parental	Cenizas coloreadas favorecen la formación de alofán, ya que su tipo de cenizas se alteran mucho más rápido y además mantiene el pH del suelo sobre 4.9, favoreciendo la formación (Kirkman y McHardy 1980)
Deposiciones Sucesivas	Mediante las nuevas depositaciones se genera un reabastecimiento de minerales, esto favorece la formación de Alofán e Imogolita. (Paredes & Verdugo, 2004)

Las partículas de Alofán e Imogolita son las que marcan principalmente el comportamiento de los suelos alofánicos. Estas partículas están conformadas en base a aluminosilicatos, estos a su vez, se forman a partir de la unión de sílice y aluminio disueltos en solución. Usualmente, ambas partículas se encuentran en conjunto, solo en algunas situaciones se pueden encontrar separadas (Wesley, 2010). En consecuencia, se suele identificar como Alofán a ambas partículas, la estructura que poseen es no cristalina debido a la naturaleza del vidrio volcánico.

### 2.2.1.1 Alofán

El alofán posee una estructura cristalina de rango de orden corto, que significa que posee una estructura básica, pero no repetitiva. La estructura del alofán está descrita por  $(Al_2O_3) \cdot (SiO_2) \cdot 2.5 \cdot (H_2O)$  (Okada, 1975).

La partícula se presenta en dos formas diferentes, la primera como una esfera hueca. La otra se presenta en forma de anillo, pero sin una porción de éste.

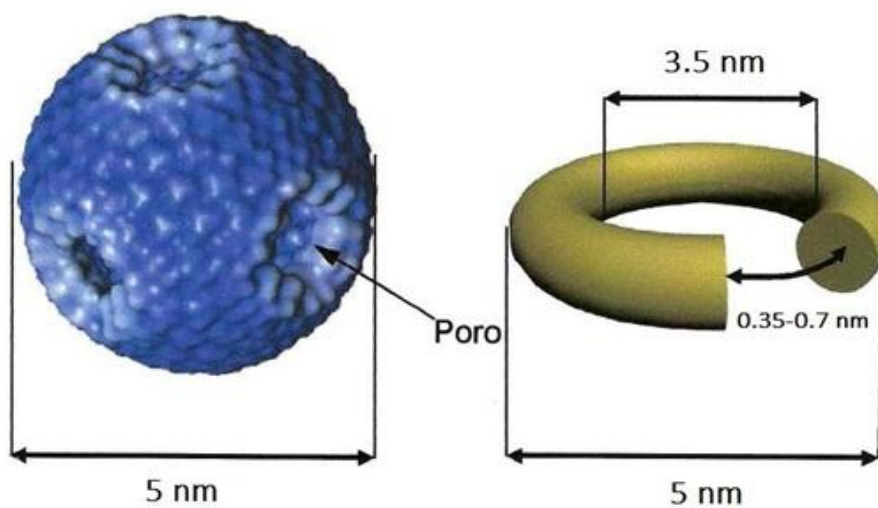


Figura 13: Morfología posible de la partícula de Alofán (Paredes & Verdugo, 2004)

En la Figura 13 se puede apreciar, a la izquierda, que el alofán presenta poros en la superficie, la esfera es de 5 nm de diámetro aproximadamente. Al lado derecho de la figura posee una forma anular, con una discontinuidad de 0.35 a 0.7 nm aproximadamente. Al igual que la esfera esta estructura presenta porosidad en su superficie.

Es debido a la porosidad, mencionada anteriormente, las propiedades de retención de agua que posee el Alofán. Esta partícula es capaz de retener mucha agua tanto en su interior como en su exterior, en este último caso, adherido a la superficie como monocapa.

El Alofán usualmente posee proporciones de Si:Al de 1:1 y de 2:1, siendo esta última la más usual presente en Suelos Alofánicos en la naturaleza.

### 2.2.1.2 Imogolita

La Imogolita es una cadena de aluminosilicatos hidratados, fue descubierta en la fracción arcillosa de suelos de ceniza volcánica en Japón, específicamente en Kyushu el año 1962 (Yoshinaga & Aomine, 1962).

La estructura que este mineral posee es similar a un tubo, en este caso se habla de nanotubos, cuyo diámetro exterior es de 2.5 nm y el interior menor a 1 nm. En cuanto a su longitud, se han identificado algunos que llegan a medir varios cientos de nanómetros, hasta un micrómetro (Yamamoto, Otsuka, Wada, Sohn, & Takahara, 2005).

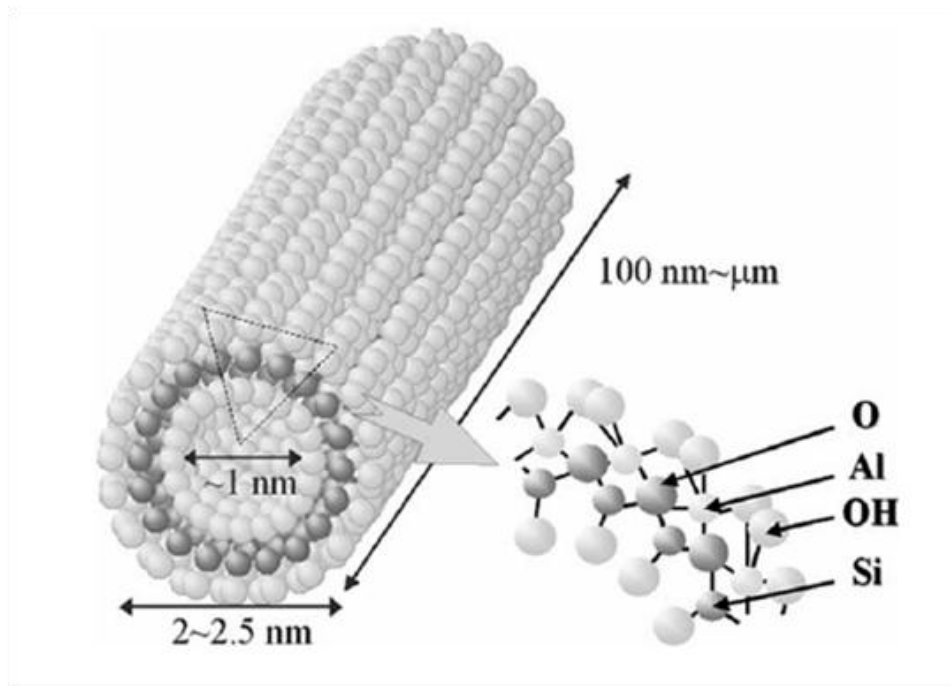
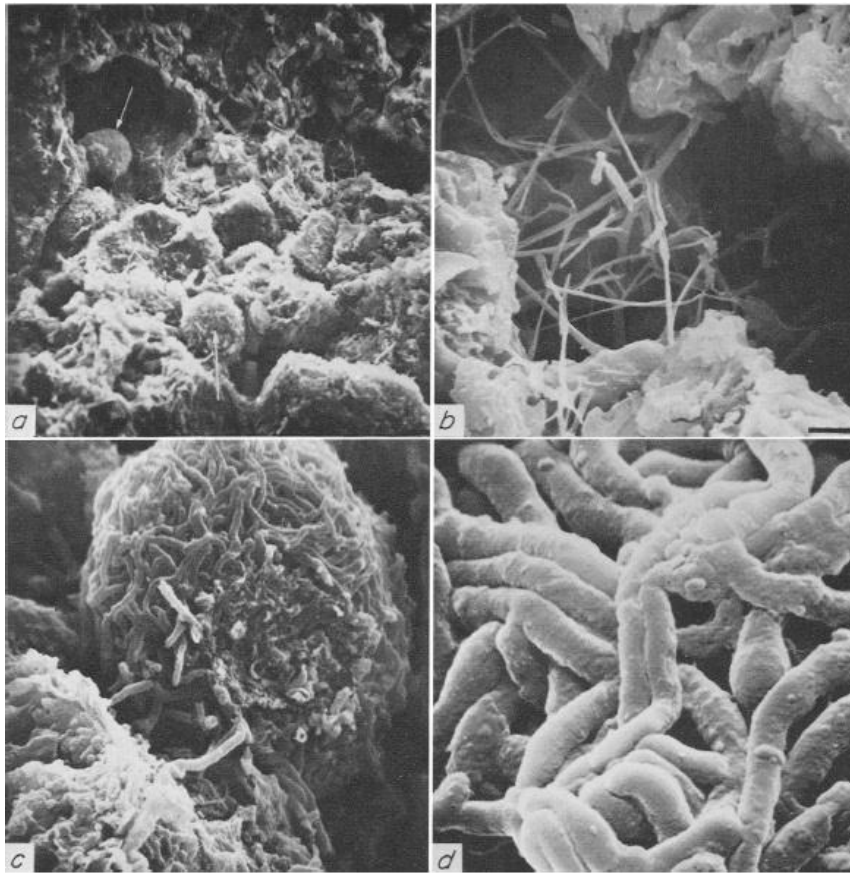


Figura 14: Esquema de la estructura de una fibra de Imogolita (Yamamoto et al., 2005)

Debido a su forma, tienen la capacidad para retener agua; dentro de las microfibras, entremedio de la unión de microfibras y en la superficie se puede almacenar el agua en la Imogolita. La Imogolita presenta una estructura para-cristalina, lo que significa que cristaliza en una sola dirección (Verdugo, 2008), se encuentra en el punto intermedio entre una estructura amorfa, como el Alofán y una estructura cristalina, como la Haloisita.



**Figura 15: Fibras de Imogolita en muestra de Kodonbaru mediante microscopia SEM (Eswaran, 1971)**

La Imogolita presenta como formula general  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ . Además, en la capa superficial posee grupos Al-OH que son hidrofílicos, es decir, afines al agua. Ésta es una de las explicaciones de la alta capacidad de retención de agua.

### 3 Resistencia al Corte del suelo y su medición

El suelo, a diferencia de otros materiales como acero, hormigón o madera, tiene un tipo de falla que es de principal interés, la falla por corte. Existen diferentes ensayos de laboratorio para medir la resistencia al corte del suelo, como por ejemplo: Corte Simple, Corte Directo, Compresión No Confinada, Triaxiales CID (Consolidado Isotrópicamente Drenado) y CIU (Consolidado Isotrópicamente No Drenado); estos ensayos forman parte de la práctica habitual de la mecánica de suelos.

#### 3.1 Definición y problemática en la práctica

“La seguridad de muchas estructuras en ingeniería depende de la resistencia del suelo. Fundaciones, muros de contención y taludes, son algunos ejemplos de aplicaciones geotécnicas que dependen de la resistencia al corte del suelo” (Fredlund, Rahardjo, & Fredlund, 2012)

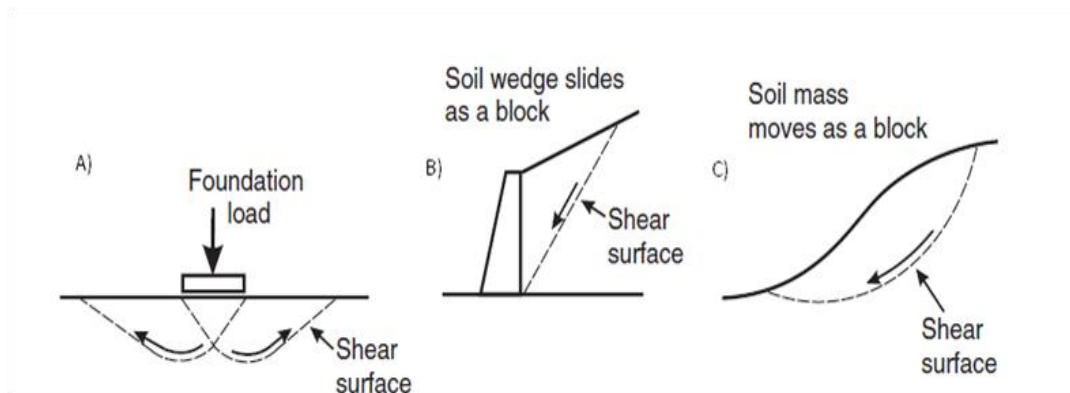


Figura 16: Ilustración de superficies de falla (Shear Surface) en obras geotécnicas (Wesley, 2009)

En la Figura 16, se observan las superficies de falla generadas por los esfuerzos de corte a los que está sometido el suelo. En el primer caso (A), una fundación, las cargas superficiales generan una superficie de falla como consecuencia de la carga misma. En los casos (B) y (C), un muro de contención y un talud respectivamente, la superficie de falla se genera por la masa de suelo, es decir, no existe equilibrio de fuerzas en la masa de suelo por sí sola. Es por lo anterior que se hace necesario construir este tipo de obras, para conseguir la estabilidad y evitar la falla por corte.

La resistencia al corte para un suelo saturado puede ser descrita usando el criterio de falla de Mohr-Coulomb y los esfuerzos efectivos (Terzaghi, 1936). La expresión general para el esfuerzo de corte de un suelo saturado es la siguiente:

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \cdot \tan \phi' \quad (\text{Ec.1,0})$$

Donde:  $\tau$ = Esfuerzo de corte en el plano de falla.  
 $\sigma$ =Esfuerzo normal.  
 $\phi'$ =Angulo de fricción efectivo.

$u_w$ =Presión de Poros (Agua).

$c'$  = Cohesión efectiva entre partículas de suelo.

Normalmente los suelos en la naturaleza se encuentran en una condición intermedia entre la saturación total ( $S_r=1$ ) y saturación nula ( $S_r=0$ ). A esta condición se le conoce como parcialmente saturada y trae implicancias directas en las resistencias de los suelos. Los suelos alofánicos se encuentran, por lo general, parcialmente saturados debido a su buena permeabilidad y capacidad de retención de agua.

Convencionalmente se habla de tres fases para describir el suelo, éstas son las porciones (1) Sólida, (2) Líquida y (3) Gaseosa. En el caso de suelos parcialmente saturados, para efectos de cuantificar los esfuerzos, es necesario incluir un cuarto estado que corresponde a (4) el interfaz entre agua y aire o membrana contráctil, en inglés “contractile skin” (Fredlund & Morgenstern, 1977).

Esta cuarta fase actúa como una membrana elástica, genera una tracción entre las partículas de suelo cuando el agua es removida (Fredlund et al., 2012). Este fenómeno se conoce como “Succión” y aporta a la resistencia al corte del suelo, según sea el nivel de saturación en que éste se encuentre.

Debido a lo anterior se hace necesario extender el criterio de falla de Mohr-Coulomb para suelos parcialmente saturados (Fredlund, Morgenstern, & Widger, 1978). Dicha expresión se enuncia a continuación:

$$\tau = c' + (\sigma_f - u_a)_f \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \cdot \tan \phi^b \quad (\text{Ec. 2,0})$$

Donde:  $\tau$ = Esfuerzo de corte en el plano de falla.

$\sigma_f$ =Esfuerzo normal en la falla.

$\phi'$ =Ángulo de fricción interna efectivo.

$u_w$ =Presión de Agua en la falla.

$u_a$ = Presión de Aire en la falla.

$c'$ = Cohesión efectiva entre partículas de suelo.

$(\sigma_f - u_a)_f$  = Esfuerzo Norma efectivo en la falla.

$(u_a - u_w)_f$  = Matriz de succión en la falla.

$\phi^b$  = Ángulo que indica la tasa de crecimiento del esfuerzo de corte con respecto al cambio de la matriz de succión  $(u_a - u_w)_f$ .

La succión crece a medida que el grado de saturación desciende. En el caso de los Suelos Alofánicos, al poseer una estructura conformada principalmente por minerales que favorecen la adsorción de agua, pero que por otra parte, poseen una buena permeabilidad, el fenómeno de succión podría tener una influencia importante en la resistencia al corte.

### 3.2 Resistencia al Corte no Drenado ( $S_u$ )

Este es un tipo de falla por corte donde no existe cambio en el contenido de agua. El suelo se encuentra completamente saturado y no hay posibilidad de que haya cambios de volumen. Usualmente los laboratorios, apoyados en las normativas nacionales e internacionales, determinan la velocidad de deformación con el fin de asegurar esta condición, dependiendo del tipo de suelo. Las condiciones mencionadas al inicio se resumen como sigue:

- a) Suelo completamente saturado ( $S_r = 1$ )
- b) No hay drenaje de agua ( $\Delta V = 0$ )

La naturaleza del suelo determina la capacidad de retener el agua cuando se somete a esfuerzos. Debido a la estructura molecular que presentan los Suelos Alofánicos, existe una afinidad con el agua, la atracción que existe entre el grupo hidroxilo ( $\text{OH}^-$ ) del Alofán y la parte positiva de la molécula de agua que presenta enlaces covalentes polares.

El ensayo de Compresión no Confinada (CNC) es un caso especial de ensayo no drenado. En éste la presión de confinamiento es nula. Corresponde a un ensayo rutinario para la determinación de capacidad de soporte, estabilidad de taludes u otros estudios ingenieriles. Se destina este ensayo principalmente a suelos cohesivos.

En suelos que se encuentran saturados, es posible determinar la resistencia no drenada con precisión mediante CNC. Sin embargo, cuando los suelos se encuentran parcialmente saturados, la CNC subestima la resistencia al corte no drenada del suelo (Fredlund et al., 2012)

### 3.3 Ensayo de Veleta

De todas las metodologías in-situ existentes, probablemente la veleta es la más usada para medir la resistencia no drenada en arcillas blandas. Esta metodología es usada por su simplicidad, velocidad y bajo costo. Además por la información que puede ser adquirida en terreno mientras se realiza la exploración. (Biscontin & Pestana, 2017)

Este ensayo tiene un procedimiento que se encuentra descrito, por ejemplo, en la norma ASTM D 2573-15. Es indicado en esta normativa, que la velocidad de rotación en el ensayo debe ser de 6 °/min, el objetivo es evitar la disipación de presiones de poros y determinar adecuadamente la resistencia al corte no drenado del suelo.

Sin embargo, la norma ASTM D2573-15 corresponde a una estandarización realizada para suelos cohesivos en general, cuyas permeabilidades usualmente varían entre  $10^{-8}$  a  $10^{-10}$  cm/s, como es el caso de las arcillas (Look, 2007). Los suelos derivados de ceniza volcánica presentan permeabilidades muy superiores a éstas, del orden de  $10^{-4}$  cm/s (Paredes, 2005).

### 3.3.1 Veleta de Corte Manual

En presente estudio se analizará un tipo una veleta en particular, este es el ensayo de Veleta Manual o “Hand Held Shear Vane Test” en inglés. Este permite determinar la resistencia al corte de suelos cohesivos. En la práctica chilena, este ensayo no es muy utilizado pues se suelen realizar los ensayos en laboratorios.

La forma en que se determina la resistencia con la Veleta Manual, es mediante la relación entre el esfuerzo de corte necesario para generar la falla y las divisiones que posee el instrumento en su parte superior. En la Figura 17, se puede distinguir las divisiones que van desde 0 hasta 140, utilizando la calibración del implemento se puede convertir el registro obtenido en la falla en la resistencia al corte del suelo.



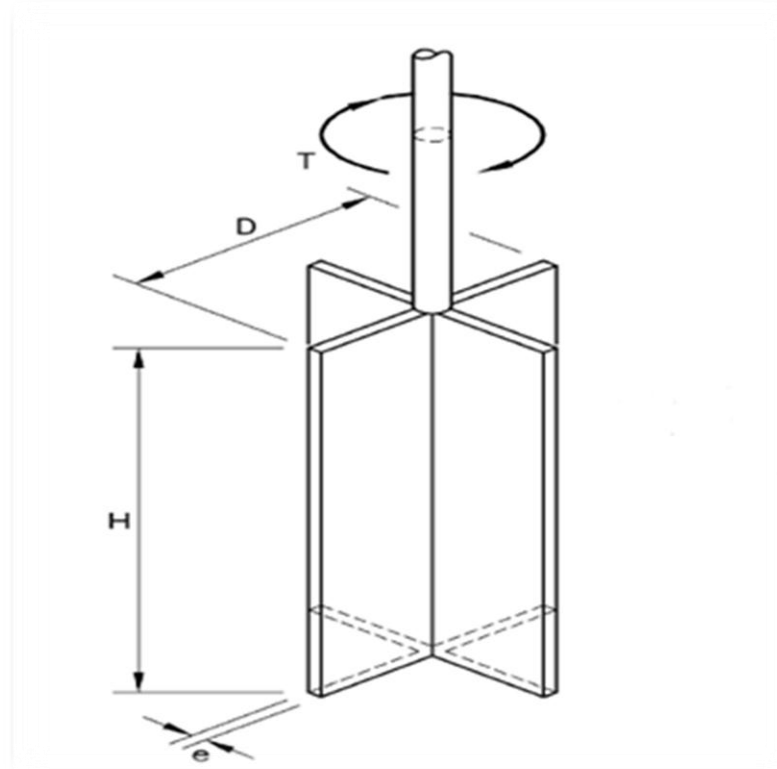
Figura 17: Veleta de Corte Manual (New Zealand Geotechnical Society, 2001)

En el presente trabajo de título se realizaron mediciones con una veleta manual cuyo fabricante es Geotechnics, empresa de Nueva Zelanda. Para desarrollar los ensayos en terreno, se sigue las recomendaciones del manual desarrollado por la “New Zealand Geotechnical Society” en el año 2001. Éste tiene por nombre “Guideline for Hand Held Shear Vane Test”.

El instrumento en cuestión está constituido por dos partes. La primera consta de un dial que se encuentra calibrado y que registra las divisiones. La segunda parte corresponde a la veleta propiamente tal. Estos elementos se unen apertando la veleta en su parte superior al dial, ambos elementos se pueden apreciar en la figura anterior.

La veleta es un elemento que posee cuatro placas delgadas en la parte inferior, dispuestas en 90° entre ellas. Para mayor claridad, se presenta un esquema de su geometría en la siguiente figura:





**Figura 18: Esquema de la geometría de la veleta manual** (Pérez-Foguet, Ledesma, & Huerta, 1998)

Las dimensiones de las placas de la veleta pueden ser diferentes, en la literatura se indica recurrentemente una relación de  $H/D=2$ , donde H corresponde a la altura y D al diámetro de la veleta. En este caso, se trabaja con un equipo que tiene dos posibles tamaños de veleta, se presentan sus medidas a continuación:

**Tabla 6: Dimensiones de Veleta Manual**

Dimensión	Veleta 1	Veleta 2
Diámetro D [mm]	19	33
Altura H [mm]	29,3	50,9
Espesor e [mm]	1,6	1,5

Se debe considerar que la veleta de 33 mm debe ser usada en suelos de hasta 40 kPa de resistencia al corte. Por otra parte, la veleta de 19 mm puede ser usada en un rango de 0 a 220 kPa de resistencia al corte.

Al igual que los ensayos de laboratorio, es necesario establecer un procedimiento para realizar la medición de la resistencia al corte del suelo, de esta forma, conseguir el correcto desempeño de los instrumentos que serán utilizados. La metodología indicada en el manual del fabricante se describe a continuación:

- a) Chequear previamente que el suelo donde se realizarán los ensayos sea cohesivo.
- b) Identificar y registrar el número de serie del instrumento.
- c) Chequear que el aparato está limpio y seco, además que el puntero del marcador de deformación esté libre de movimiento.
- d) Revisar que las partes de la Veleta Manual se encuentren en buen estado, es decir, que no presenten ningún deterioro que impida su utilización.
- e) Introducir la veleta de forma perpendicular al suelo e incrustar la punta de la veleta al menos dos veces el largo de ella, 70 a 80 mm aproximadamente.
- f) Asegure que el marcador se encuentre en cero al inicio del procedimiento.
- g) Rotar el instrumento de manera uniforme y lenta, aproximadamente una revolución por minuto (1 R.P.M). No sobrepasar el valor máximo del dial para evitar dañar el instrumento.
- h) Registrar la máxima deflexión que indica el dial luego de la falla del suelo.
- i) Utilizar la calibración propia del instrumento para determinar la resistencia al suelo en kilopascales (kPa).

Una vez realizado un ensayo, para poder volver a ensayar, se debe limpiar completamente la veleta, no debe quedar adherida ninguna porción de suelo ni menos agua.

## 4 Plan de Trabajo

Con el fin de seguir la línea investigativa ya existente en el área de geotecnia, específicamente en suelos volcánicos chilenos, se hace completamente necesario el análisis de los trabajos hechos previamente acerca del tema. Para esto se recopilarán los principales resultados y sugerencias existentes en algunos de los trabajos de títulos anteriores (Paredes, 2005; González, 2012; Varela, 2016).

### 4.1 Resultados de estudios anteriores

La principal recomendación que hace parte de los tres trabajos antes mencionados está relacionada a la identificación de los suelos, esto pues las propiedades de los suelos volcánicos cambian de manera abrupta según sea el tratamiento que se les imponga. Por ejemplo, no se obtendrá los mismos parámetros o resultados al ensayar el suelo en estado natural que sometándolo a cualquier proceso de secado.

Para la determinación de los límites de Atterberg, se sugiere trabajar con la muestra en estado natural, que se pase por un tamiz en el caso de haber gravillas o materia orgánica que impida obtener dichos límites.

La determinación de la consistencia en suelos alofánicos aporta información concluyente para identificarlos. Se evidencia en trabajos anteriores (Paredes, 2005; González, 2012; Varela, 2016) el descenso claro de los límites de Atterberg luego de ser sometidos a diferentes secados, es más, el descenso se hace más abrupto a medida que el secado sea a una temperatura mayor.

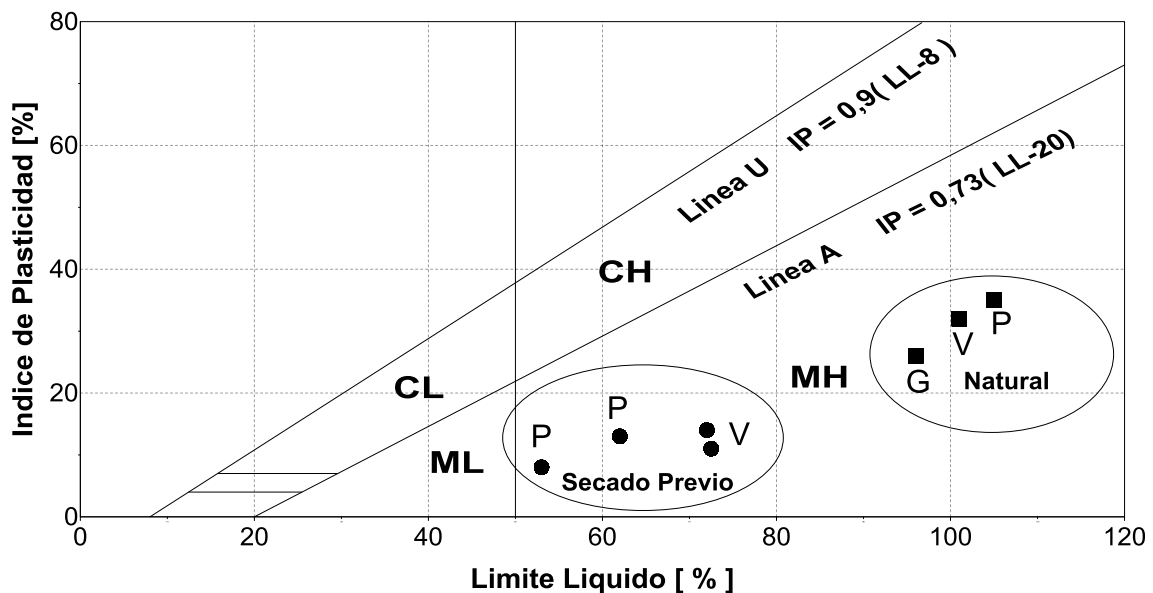


Figura 19: Límites de Atterberg de Trumaos de Chillán, P: Paredes (2005), G: González (2011); V: Varela (2016)

Para ejemplificar dicho descenso, se presenta en la Figura 19 la carta de plasticidad de los Trumaos de Chillan, ésta con los resultados obtenidos por los autores antes

mencionados. Se aprecia en la gráfica anterior que la clasificación no cambia con el secado, siguen perteneciendo a la categoría de Limos de alta plasticidad.

Los Trumaos de Chillán presentan una tensión de preconsolidación que se encuentra entre 1 y 2 kgf/cm<sup>2</sup>. Se indica que dicha tensión no se debe a cargas pasadas, sino a una condición fisicoquímica de la estructura del suelo.

Finalmente, se indica la necesidad de ensayar este tipo de suelo en terreno, esto para determinar la resistencia real del suelo en condiciones naturales. Cuando se extrae una muestra y posteriormente se traslada a laboratorio, hay una pérdida de agua que es inevitable, además de una pérdida del confinamiento que modifican las condiciones naturales del suelo.

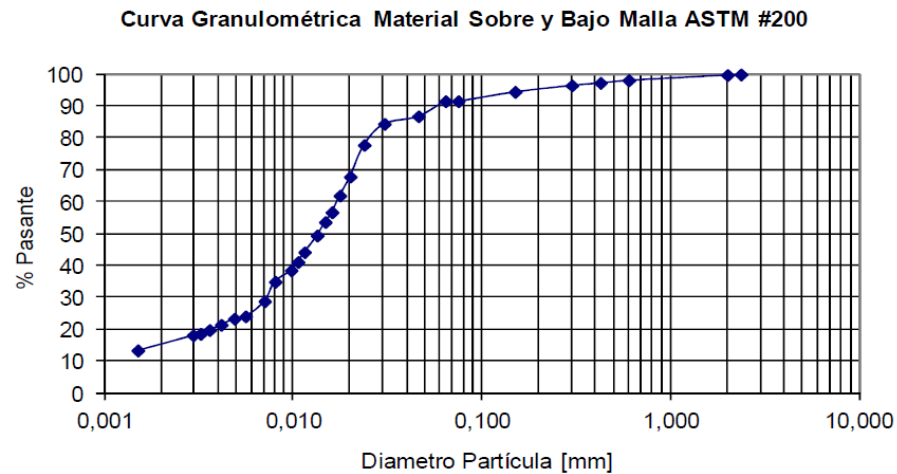
Luego, las recomendaciones particulares extraídas de los trabajos anteriores se detallan a continuación:

Del trabajo desarrollado por Paredes (2005) se tienen los siguientes resultados relevantes para este trabajo de título:

- Las densidades secas permiten diferenciar un Suelo Alofánico de uno que no lo es. La densidad característica está entre 0,5 y 0,85 t/m<sup>3</sup>, mientras que uno no alofánico ronda las 1,4 t/m<sup>3</sup>. La baja densidad se explica debido al alto índices de vacíos que presentan estos suelos.
- Las humedades de los Suelos Alofánicos que se determinaron están entre el 80 y el 160%. Se llega a estos niveles de humedad debido a la propiedad que las partículas de Alofán e Imogolita le brindan al suelo, alta capacidad de retención de agua.
- Los límites de Atterberg descienden drásticamente al pasar de un suelo inalterado a uno secado previamente en el horno. A pesar del cambio en los límites, no cambia la clasificación de Limo de alta plasticidad (MH). Este ensayo sirve como indicador que el suelo podría ser derivado de cenizas volcánicas.
- Estos suelos tienen una alta sensibilidad al remoldeo, esto quiere decir que las resistencias obtenidas en probetas en estado natural son diametralmente diferentes a las de probetas remoldeadas. Por lo tanto, pierden sentido los ensayos con probetas remoldeadas.
- Se recomienda realizar el ensayo de determinación de G<sub>s</sub> utilizando la metodología de la vía húmeda. Además, se indica que la muestra debe ser trabajada en estado natural, es decir, sin secado previo. El peso del suelo es determinado al final del procedimiento. Paredes observó un descenso del valor de G<sub>s</sub> al someter la muestra a un secado previo en el horno.
- Paredes trabajó con suelos extraídos en Chillán, para estos determinó el valor de G<sub>s</sub>. Para el Trumao el valor de G<sub>s</sub> es 2,75. Por otro lado, la Pómez Alofánica tiene una gravedad específica de los Sólidos (G<sub>s</sub>) igual a 2,8.

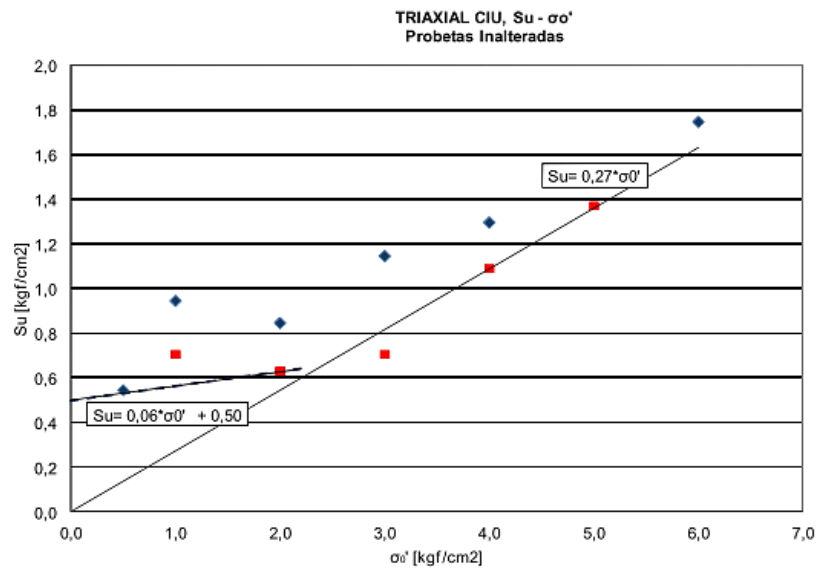
Del trabajo de González (2012) se extrae lo siguiente:

- La granulometría del Trumao de Chillán indica que son suelos principalmente finos. Más del 90% de las partículas pasan por la malla ASTM N°200. Este resultado se puede apreciar en la Figura 20.



**Figura 20: Granulometría Trumao de Chillán** (González, 2012)

- Se establece una relación entre la presión de confinamiento y la resistencia no drenada del suelo. Se distinguen las curvas antes y después de la tensión de preconsolidación. Estos resultados se ilustran en la Figura 21.



**Figura 21: Triaxial CIU Trumaos de Chillán,  $S_u$  versus presión de confinamiento efectiva  $\sigma'_v$**  (González, 2012)

Por último, del trabajo de Varela (2016) se extrae lo siguiente:

- Las propiedades de los suelos volcánicos varían considerablemente cuando cambian sus condiciones, por lo que identificarlos podría traer algunos problemas. Debido a lo anterior es que se sugiere utilizar los mapas geológicos realizados por Besoain (1985).



El sector es muy concurrido en la época invernal, ya sea para practicar deportes o también debido al potencial geotermal. La economía de dicho sector se sustenta en el turismo, por lo anterior se pueden observar una serie de poblados en sectores aledaños al CVNCh, estos han acelerado su crecimiento demográfico en las últimas décadas.

Se ha registrado una actividad eruptiva recurrente, teniendo documentadas más de 15 erupciones históricas desde mediados del siglo XVII. Dicho complejo se encuentra en el quinto lugar a nivel nacional de los volcanes activos con mayor riesgo del país (Orozco et al., 2016). Al mes de marzo del 2018 el complejo volcánico se encuentra con alerta amarilla, esto significa una actividad por sobre el nivel basal.



**Figura 23: Pulso Eruptivo Nevados de Chillán, 5 de junio del 2017**

Al combinar el desarrollo de centros urbanos con la actividad eruptiva, se puede concluir que el CVNCh es uno de los volcanes más riesgosos del país. Las erupciones futuras podrían afectar tanto los valles y ríos como los poblados aledaños al sector, localidades como las Termas de Chillán, Las Trancas, Los Lleuques, entre otras (Orozco et al., 2016). La erupción del volcán Chillán podría tener como consecuencia la depositación de nuevos materiales volcánicos, en base a ellos se pueden desarrollar los suelos descritos en capítulos anteriores.

## 4.2.2 Sectores de Muestreo.

Se realiza la extracción de muestras inalteradas de forma manual. Utilizando palas y cuchillos se talla una porción de suelo en cada uno de los sectores elegidos. Las muestras se extraen en la Región de Ñuble, específicamente en la comuna de Pinto, a unos 40 km al oriente de la ciudad de Chillán en mayo del 2017.

Para evitar que las muestras pierdan humedad, se cubren completamente en material plástico para aislarlas. Primero se envuelve en cinta adhesiva plástica y luego en film plástico para complementar.

El traslado desde el lugar de extracción hasta la cámara húmeda, ubicada en el Laboratorio de Sólidos, Medios Particulados y Sistemas Estructurales de la Universidad de Chile, se realiza bajo un riguroso cuidado, intentando preservar las mismas condiciones con las que se extrajo el suelo en terreno. Para esto se utiliza espuma de 10 mm de espesor aproximadamente, el objetivo es evitar que las muestras sufran golpes u otras alteraciones en su transporte.



Figura 24: Mapa del sector de extracción.

Específicamente, el sector elegido para el estudio se presenta en la Figura 24, se determina previamente dos taludes del sector para realizar las extracciones de muestras.



El primer talud seleccionado se encuentra en el km 40 de la ruta N-55. Éste corresponde al utilizado por los autores mencionados en el capítulo 4.1 para la toma de muestras de sus investigaciones. Se decide por esta razón extraer las muestras de dicho lugar, para apoyarse en las investigaciones previas.



**Figura 25: Primer lugar de extracción, Km 40 ruta N-55**

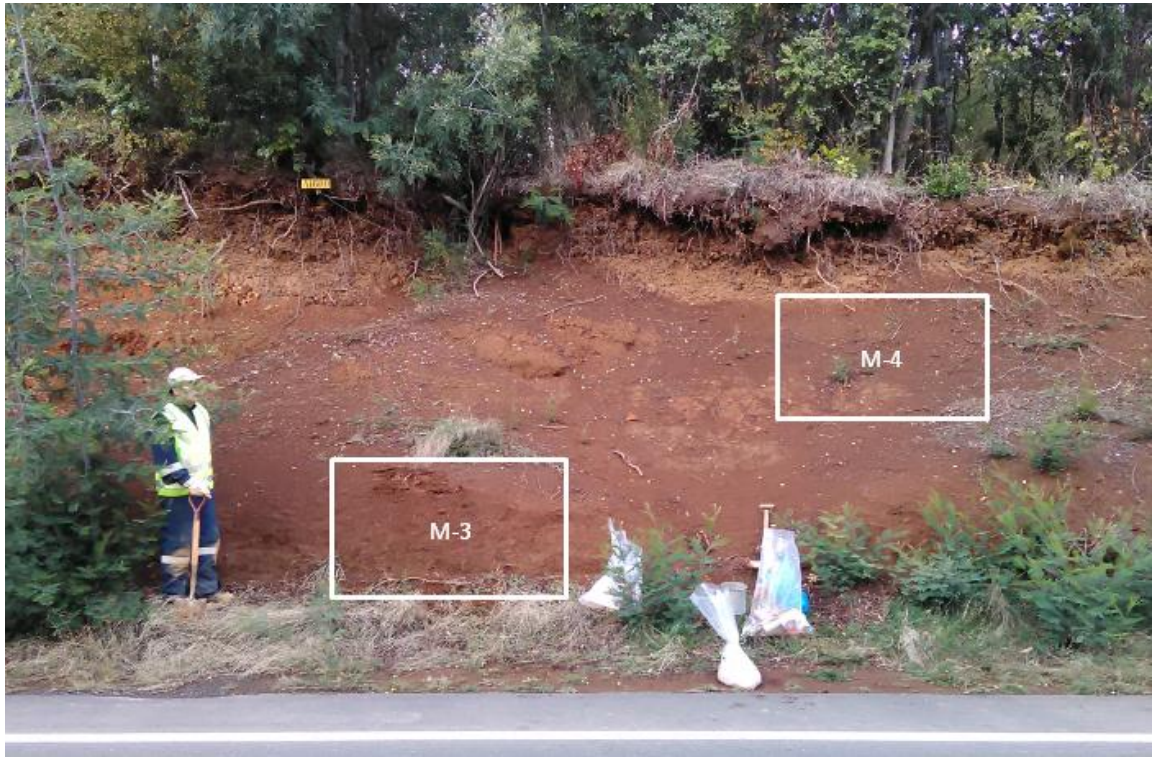
En el talud de la Figura 25, se realiza la extracción de muestras inalteradas de dos suelos distintos, se identifican como M-1 y M-2.



**Figura 26: Muestras M-1 y M-2, izquierda y derecha respectivamente.**

La muestra M-1 es de color café y visualmente presenta una estructura homogénea, ésta corresponde a un Trumao de Chillán. Por otra parte, la muestra M-2 es de color naranja y presenta pequeños fragmentos líticos, este suelo corresponde a una Pómez Alopánica.

En el mismo sector, el segundo talud se ubica en el km 42 de la ruta N-55. También se extraen muestras inalteradas, en la Figura 27 se identifican como M-3 y M-4.



**Figura 27: Segundo lugar de extracción, Km 42 ruta N-55**

La muestra M-3 es de color café y corresponde a un Trumao de Chillán, se puede apreciar en terreno una menor hidratación que M-1, además de la presencia de material orgánico en su interior. La muestra M-4 es de color naranja, presenta la misma apariencia que el suelo M-2, correspondería entonces a una Pómez Alofánica. Ambas recién descritas muestras se presentan en la Figura 28.



**Figura 28: Muestras M-3 y M-4, Izquierda y derecha respectivamente**

A modo de resumen se presenta la Tabla 7, con la codificación de las muestras obtenidas en la visita a terreno.

**Tabla 7: Resumen de muestras extraídas**

Muestra	Tipo de Suelo
M-1	Trumao
M-2	Pómez Alofánica
M-3	Trumao
M-4	Pómez Alofánica

Finalmente, se extraen porciones pequeñas de suelo inalterado de cada uno de los suelos, el objetivo es disponer de material para realizar ensayos de caracterización como límites de Atterberg o Gravedad Específica.

## 5 Ensayos de Terreno

La determinación de parámetros representativos del suelo es un punto esencial para cualquier análisis que se desee realizar. Dentro de los principales objetivos del presente trabajo de título está la caracterización en terreno de los Suelos Alofánicos que se mencionaron anteriormente. Para esto se realizan dos ensayos in-situ para determinar, primero que todo, la densidad natural del suelo, luego se procede a determinar la resistencia al corte.

### 5.1 Densidad In-Situ mediante método de Cono de Arena

Para determinar la densidad natural se utiliza el método del Cono de Arena (NCh 1516.Of79). En el talud de la Figura 25, se mide la densidad natural de los suelos correspondientes a las muestras M-1 y M-2. Luego, se procede a medir en el segundo talud de extracción, presentado en la Figura 27, el suelo en este caso corresponde al indicado como M-3. Para la muestra M-4 no se mide la densidad natural.

Primero, se miden masas conocidas de arena normalizada en el laboratorio, antes de la visita a terreno. Posteriormente, esta arena es depositada en bolsas plásticas para su traslado a terreno. La densidad de la arena normalizada es conocida e igual a  $1,58 \text{ ton/m}^3$ .

El procedimiento en terreno consta, en primer lugar, con la preparación de un agujero en el suelo que se desea estudiar, para esto se utiliza una base metálica que permite lograr la forma cilíndrica apropiada. El suelo retirado es depositado en una bolsa plástica para su traslado al laboratorio. Una vez listo se procede a colocar el cono sobre la base ya ubicada el agujero. Finalmente se coloca la arena normalizada dentro del cono y se permite que ésta rellene el agujero previamente preparado en el suelo.



Figura 29: Aplicación del Método del Cono de Arena.

Es posible conocer la masa de arena que fue depositada en el agujero, además, como la densidad de ésta es conocida, se logra determinar el volumen del agujero. Finalmente, al conocer la masa de suelo retirada del agujero y el volumen de éste, es posible determinar la densidad in-situ. A partir del material retirado del agujero, se puede determinar la humedad de cada suelo, luego es posible calcular la densidad seca. La humedad es determinada en horno a 40° C, se decide esta temperatura pues se trata de material principalmente fino.

Para M-4 el procedimiento es distinto, no se puede medir la densidad natural en terreno por falta de arena. Se determina la densidad in-situ a partir de la densidad seca y la humedad de terreno. La densidad seca se obtiene mediante el método del volumen desplazado.

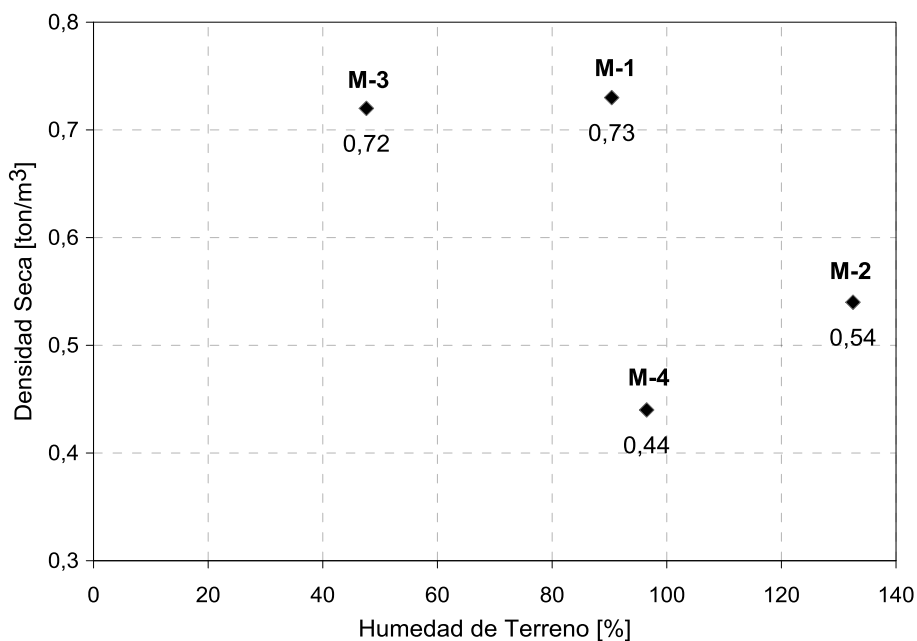
Los resultados de la medición de densidad se presentan en la Tabla 8.

**Tabla 8: Densidad In-situ mediante método del Cono de Arena.**

Suelo	Densidad Natural [ton/m <sup>3</sup> ]	Humedad [%]	Densidad Seca [ton/m <sup>3</sup> ]
M-1	1,4	90,4	0,7
M-2	1,3	132,5	0,5
M-3	1,1	47,6	0,7
(*) M-4	0,9	96,5	0,4

(\*) Se mide densidad seca mediante método de volumen desplazado, se estima densidad natural.

En el capítulo 4.1, se indicó que la densidad seca permite identificar un Suelo Alofánico, las densidades secas para las muestras extraídas se ilustran a continuación:



**Figura 30: Densidad Seca de Suelos Extraídos.**

## 5.2 Resistencia al Corte mediante ensayo de Veleta Manual

De manera simultánea al muestreo en terreno, se mide la resistencia al corte de los suelos extraídos. Como se mencionó en secciones anteriores, dicha medición se realiza utilizando la Veleta Manual, el procedimiento utilizado es el descrito en la sección 3.3. La veleta utilizada corresponde a la indicada como Veleta 1 en la Tabla 6. Se decide utilizar la veleta de 19 mm debido a que el rango de resistencia al corte de los suelos que serán estudiados, como se observa en la Figura 21, supera los 40 kPa de resistencia al corte.



Figura 31: Ensayo de Veleta de Corte Manual en Suelos Alofánicos

Se realizan los ensayos en el lugar exacto donde se extrajeron las muestras. Se toman mediciones en el suelo inalterado, de forma horizontal en las paredes del lugar de extracción y de manera vertical en la base. Se mide la resistencia al corte (S) de los cuatro suelos extraídos.

El instrumento utilizado posee una calibración particular para convertir el registro de la veleta ("div") en la resistencia al corte del suelo. Dicho factor fue determinado en el año 2005 por la empresa UniServices de Nueva Zelanda y se presenta a continuación:

$$\text{Constante Esfuerzo de Corte} = 1,562 \text{ [kPa/div]}$$

El primer sector de ensayo corresponde al suelo identificado como M-1 en las Figuras 25 y 26, se realizan en total 10 ensayos para determinar la resistencia al corte (S) del lugar de extracción, los resultados se presentan a continuación:

**Tabla 9: Ensayo de Veleta en M-1.**

M-1 (Km 40)	
Lectura (div)	S [kPa]
58	90,6
71	110,9
60	93,7
40	62,5
64	100,0
62	96,8
65	101,5
54	84,3
58	90,6
44	68,7
<b>Resistencia Promedio [kPa]</b>	<b>90,0</b>

Para determinar un parámetro representativo de este ensayo, se utiliza un criterio que asegure que la probabilidad de falla no exceda el 5 %. Para esto se asume que las resistencias presentan una distribución normal y se determina un intervalo de confianza del 10 %. Aprovechando la simetría de la distribución normal, se define como parámetro característico la cota inferior del intervalo de confianza, este valor asegura que como máximo un 5% de los resultados posibles estén debajo del valor característico. Para un total de 10 ensayos realizados la resistencia característica es:

$$S_{\text{veleta M-1}} = 82,3 \text{ kPa}$$

Luego, en el mismo talud que el suelo anterior, se mide la resistencia al corte (S) del suelo identificado como M-2. Las resistencias obtenidas en este suelo se presentan a continuación:

**Tabla 10: Ensayo de Veleta en M-2**

M-2 (Km 40)	
Lectura (div)	S [kPa]
110	171,8
112	174,9
125	195,3
75	117,2
120	187,4
<b>Resistencia Promedio [kPa]</b>	<b>169,3</b>

Se determina la resistencia característica, nuevamente este parámetro asegura un 95% de confiabilidad. El parámetro determinado a través de intervalos de confianza es:

$$S_{\text{veleta M-2}} = 146,8 \text{ kPa}$$

En el segundo talud de extracción presentado en la Figura 25, específicamente para el suelo identificado como M-3 en la Figura 26, se realiza medición de la resistencia al corte (S). Se realizan en total 6 ensayos in-situ cuyos resultados son los siguientes:

**Tabla 11: Ensayo de Veleta en M-3.**

M-3 (Km 42)	
Lectura (div)	S [kPa]
20	31,0
50	78,0
20	31,0
30	47,0
40	62,0
38	59,0
<b>Resistencia Promedio [kPa]</b>	<b>51,3</b>

En este caso la desviación estándar ( $\sigma$ ) de las resistencias obtenidas es de 19 kPa, valor que es casi un tercio de la resistencia promedio, esto puede indicar la baja representatividad que tienen los ensayos realizados en este suelo. De igual forma se determina la resistencia característica y se presenta como sigue:

$$S_{\text{veleta M-3}} = 38,8 \text{ kPa}$$

Finalmente, el suelo identificado como M-4, ubicado en el segundo talud de extracción, es ensayado con la Veleta Manual. Se realizan en total 8 ensayos que presentan las siguientes resistencias al corte (S):

**Tabla 12: Ensayo de Veleta en M-4.**

M-4 (Km 42)	
Lectura (div)	S [kPa]
60	93,7
72	112,5
70	109,3
110	171,8
70	109,3
56	87,5
106	165,6
58	90,6
<b>Resistencia Promedio [kPa]</b>	<b>117,5</b>

Repitiendo el mismo procedimiento estadístico anterior se llega al siguiente resultado:

$$S_{\text{veleta M-4}} = 98,4 \text{ kPa}$$



A modo de resumen se presenta la Tabla 13, ésta contiene los valores más importantes del ensayo de Veleta Manual ejecutado en terreno:

**Tabla 13: Resumen Resistencia mediante Veleta Manual.**

Suelo	M-1	M-2	M-3	M-4
Resistencia Media S [kPa]	90,0	169,3	51,3	117,5
Desviación Estándar $\sigma$ [kPa]	14,8	30,7	18,6	33,0
Resistencia (95% de confianza) [kPa]	82,3	146,8	38,8	98,4

### 5.3 Efecto de la velocidad de rotación de la Veleta Manual sobre la medición de la resistencia al corte del suelo.

Se realiza una nueva visita a terreno, el sector de trabajo vuelve a ser el Km 40 de la ruta N-55. En esta ocasión se trabaja con el suelo identificado como M-1 o Trumao, éste fue presentado en la Figura 25. El objetivo es estudiar la variación de la resistencia al corte del suelo al modificar la velocidad de giro de la Veleta Manual.

En terreno se identifica un estrato de Trumao, se dividió éste en dos sectores de trabajo, en ambas porciones se talla hasta llegar a suelo inalterado y recién en ese momento se procede a introducir la veleta. La metodología de ensayo vuelve a ser la descrita en el capítulo 3.3.1 salvo por la velocidad del ensayo, en esta sección será variable.



**Figura 32 Segunda visita a terreno, A) Talud vista frontal, B) Contacto entre estratos.**



**Figura 33: Estrato de Trumao expuesto para ser ensayado, segunda visita.**

En el primer sector se ensaya a 1 y 2 R.P.M, es decir, la velocidad indicada en el manual de la sección 3.3 y una velocidad mayor respectivamente. Los resultados obtenidos se presentan a continuación:

**Tabla 14: Ensayo de Veleta 1 [R.P.M]**

Velocidad: 1 [R.P.M]		
Ensayo	Lectura (div)	S [kPa]
1	86	134,2
2	76	118,6
3	84	131,0
4	104	162,2
5	88	137,3
6	68	106,1
7	74	115,4
8	58	90,5
9	48	74,9
10	53	82,7
11	82	127,9
12	62	96,7
13	43	67,1
14	95	148,2
15	62	96,7
<b>Resistencia Promedio [KPa]</b>		<b>112,6</b>

**Tabla 15: Ensayo de Veleta a 2 [R.P.M]**

Velocidad: 2 [R.P.M]		
Ensayo	Lectura (div)	S [kPa]
1	88	137,3
2	90	140,4
3	73	113,9
4	78	121,7
5	102	159,1
6	90	140,4
7	77	120,1
8	97	151,3
9	80	124,8
10	70	109,2
11	93	145,1
12	110	171,6
13	68	106,1
<b>Resistencia Promedio [kPa]</b>		<b>133,9</b>

Al comparar los resultados obtenidos, presentados en la Tablas 14 y 15, se puede observar un aumento del promedio de la resistencia al corte del suelo cuando la velocidad aumenta de 1 R.P.M a 2 R.P.M.

En el segundo sector, debido a que su longitud lo permite, se decide agregar otra velocidad de trabajo, una por debajo de la indicada por el fabricante, específicamente 0,5 revoluciones por minuto. Por lo tanto, se ensaya en el segundo sector a tres velocidades distintas, 1, 2 y 0,5 R.P.M. Se obtienen las siguientes resistencias al corte:

**Tabla 16: Ensayo de Veleta a 1 R.P.M**

Velocidad: 1 R.P.M		
Ensayo	Lectura(div)	S [kPa]
1	93	145,1
2	98	152,9
3	89	138,8
4	86	134,2
5	72	112,3
6	88	137,3
7	80	124,8
8	87	135,7
9	70	109,2
10	78	121,7
<b>Resistencia Promedio [kPa]</b>		<b>131,2</b>

**Tabla 17: Ensayo de Veleta a 2 [R.P.M]**

Velocidad: 2 R.P.M		
Ensayo	Lectura(div)	S [kPa]
1	88	137,3
2	97	151,3
3	90	140,4
4	78	121,7
5	80	124,8
6	80	124,8
7	88	137,3
8	108	168,5
9	118	184,1
10	110	171,6
<b>Resistencia Promedio [kPa]</b>		146,2

**Tabla 18: Ensayo de Veleta a 0,5 [R.P.M]**

Velocidad: 0,5 R.P.M		
Ensayo	Lectura(div)	S [kPa]
1	98	152,9
2	94	146,6
3	88	137,3
4	88	137,3
5	68	106,1
6	62	96,7
7	86	134,2
8	84	131,0
9	99	154,4
10	80	124,8
<b>Resistencia Promedio [kPa]</b>		132,1

Al igual que los ensayos de veleta realizados en la primera visita a terreno, se desea determinar las resistencias características ( $S_c$ ) con tal de asegurar un 95% de confianza, así una resistencia más representativa es calculada a partir de los ensayos. Se resumen estos últimos resultados en las Tablas 19 y 20.

**Tabla 19: Resultados Sector 1**

Velocidad de giro	1 R.P.M	2 R.P.M
S [kPa]	112,6	133,9
Desv. Estándar ( $\sigma$ )	27,8	20,0
S ( 95% ) [kPa]	100,8	124,8

Se puede apreciar que la resistencia crece un 25% en el sector 1, al aumentar la velocidad de rotación de la Veleta Manual de 1 R.P.M a 2 R.P.M.

**Tabla 20: Resultados Sector 2**

Velocidad de giro	1 R.P.M	2 R.P.M	0,5 R.P.M
S [kPa]	131,2	146,2	132,1
Desv. Estándar ( $\sigma$ )	14,0	21,9	18,8
S ( 95% ) [kPa]	123,9	134,8	122,3

La resistencia al corte del suelo, medida en el segundo sector, vuelve a ser mayor al superar la velocidad indicada en el manual (capítulo 3.3.1), esto coincide con los resultados del estrato ubicado en el sector 1.

Por otro lado, al utilizar una velocidad menor (0,5 R.P.M) que la indicada en el manual (1 R.P.M) los resultados obtenidos no presentan diferencias.

## 6 Ensayos de Laboratorio

Para comenzar a trabajar con los suelos extraídos, primero que todo, se debe caracterizar cada uno de ellos determinando algunas propiedades índices. Esto, con el objetivo de comprobar que los suelos extraídos sean Suelos Alofánicos, apoyándose en los trabajos anteriores, señalados en el capítulo 4.1, donde se definen algunos parámetros como indicadores de la presencia de este tipo de suelos.

### 6.1 Determinación de Gravedad Específica de los Sólidos ( $G_s$ )

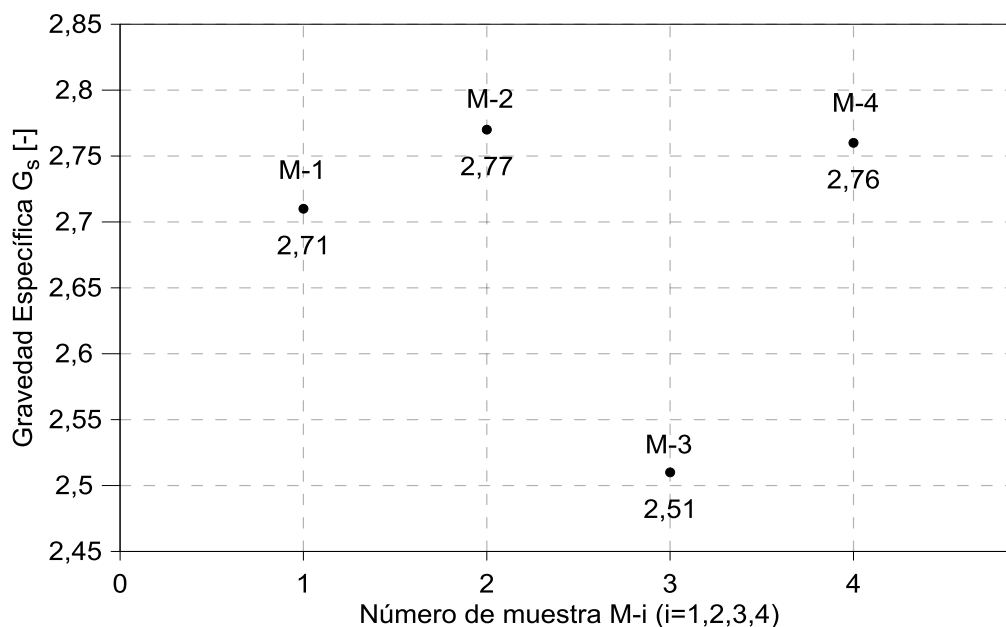
Siguiendo la sugerencia de realizar la medición de  $G_s$  por la vía húmeda, indicada en el capítulo 4.1, se ejecuta el procedimiento. Éste se ejecuta utilizando la muestra en estado inalterado o natural, las muestras utilizadas son las porciones pequeñas de material inalterado que se indicó al final del capítulo 4.2.2.

La principal diferencia de esta metodología es la determinación del peso del suelo, esto se realiza luego del secado del contenido total del picnómetro en el horno, se evapora el agua y solo queda el suelo seco. Una vez aplicado el vacío, se deja reposar los picnómetros con suelo hasta conseguir que las fases se distingan claramente en éste.



Figura 34: Aplicación de vacío a dos de los suelos; A) M-1 (Trumao), B) M-2 (Pómez Alofánica).

Los resultados de la experiencia para los suelos analizados se presentan en el gráfico a continuación:



**Figura 35: Gravedad Específica de los Sólidos de los suelos extraídos**

Para la muestra M-1, correspondiente al Trumao de Chillán, el valor determinado es de 2,71 valor similar al indicado en el capítulo 4.1. De la misma forma, para la muestra M-2 correspondiente a una Pómez Alofánica, el valor de  $G_s$  es igual 2,77 y coincide con el valor señalado en el capítulo 4.1.

En el caso de M-3, se obtuvo el valor de  $G_s$  más bajo dentro de los cuatro suelos extraídos. A pesar de tratarse de un Trumao, su gravedad específica está por debajo del valor presentado en la sección 4.1. Esta variación podría deberse a la presencia de materia orgánica al interior del suelo, se trata principalmente de raíces provenientes de la vegetación del segundo talud de extracción, como se puede apreciar en la Figura 27.

Otro motivo de este bajo valor de  $G_s$ , comparando con la muestra M-1 que igual es un Trumao, podría ser el proceso de secado al que se ve sometido M-3, en terreno éste se encuentra evidentemente menos húmedo que M-1. Como se indicó en la sección 4.1, Paredes determinó el descenso de  $G_s$  como consecuencia del secado para los suelos Alofánicos.

Por último, para la muestra M-4 se obtiene un valor de  $G_s$  igual a 2,76, éste coincide con el obtenido para M-2, se refuerza entonces que M-4 se trata de una Pómez al igual que M-2.

## 6.2 Límites de Atterberg

Se determina la consistencia de los suelos extraídos para poder clasificarlos, al tratarse de una composición principalmente fina se deben clasificar mediante los Límites de Atterberg. Las consistencias posibles son cuatro, y para cada una existe una condición límite que diferencia un estado de otro, como se indica en la Figura 36.

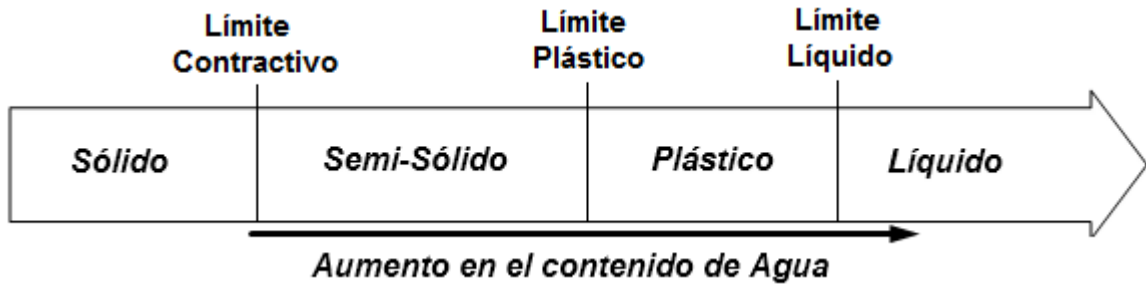


Figura 36: Consistencias y estados límite, Límites de Atterberg.

A continuación, se presenta en la carta de plasticidad el Límite Líquido e Índice de Plasticidad para las muestras M-1, M-2 y M-4. Para M-3 no se pudo determinar debido a la elevada presencia de materia orgánica al interior de la muestra.

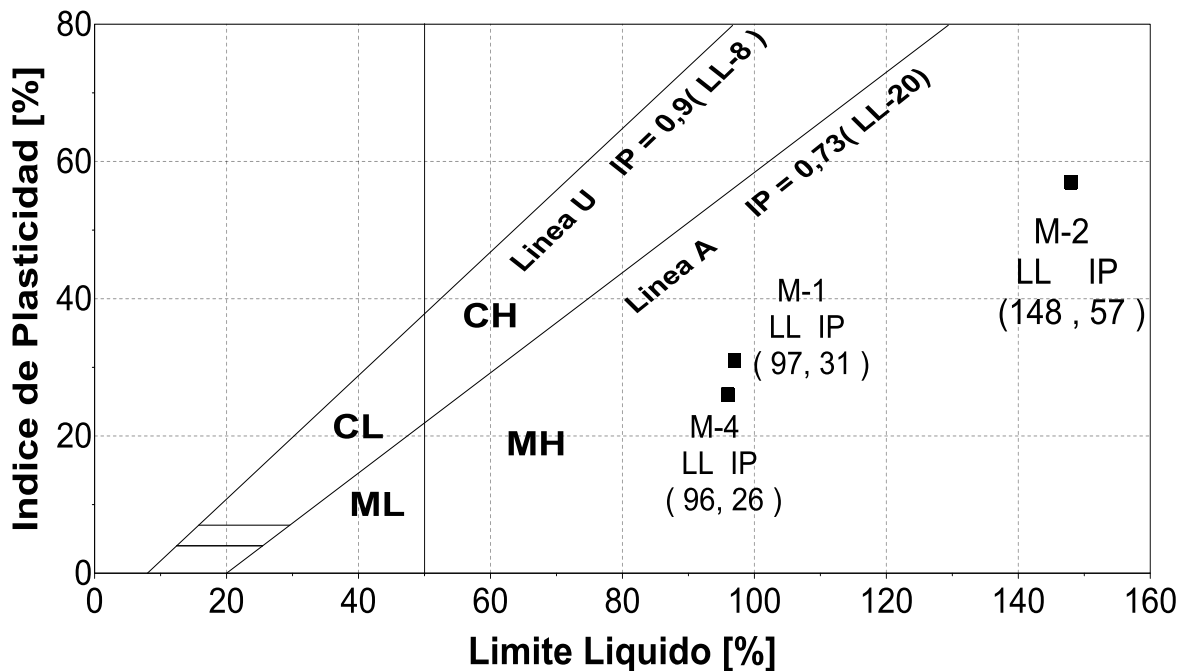


Figura 37: Límites de Atterberg, Suelos M-1, M-2 y M-4

Como es posible apreciar en la Figura 37, los suelos estudiados clasifican como Limos de Alta Plasticidad (MH) según la USCS. Como se indicó en el capítulo 4.1, al someter a un Suelo Alofánico a un secado previo al ensayo, esto no altera la clasificación obtenida, se mantiene como MH.



### 6.3 Ensayo de Permeabilidad

La estructura porosa que presentan los suelos alofánicos es muy particular. A pesar de clasificar como un Limo, su permeabilidad está lejos de las permeabilidades típicas de esta clasificación, éstas fluctúan entre  $10^{-6}$  a  $10^{-8}$  cm/s (Look, 2007).

En este caso, utilizando la metodología de carga variable se mide la permeabilidad de 3 de los suelos extraídos, específicamente M-1, M-2 y M-4. No fue posible tallar y obtener probetas de M-3.

Debido a la sensibilidad al remoldeo, se hace necesario tallar probetas cilíndricas inalteradas de suelo para medir su permeabilidad. Se debe utilizar la metodología de pared flexible para lograr que el agua pase a través de la probeta y no se filtre por los lados. Es posible lograrlo, ajustando la membrana a la probeta que se desea ensayar, dicha membrana corresponde a la utilizada en ensayos triaxiales.

El montaje de la probeta se efectúa en una celda triaxial, se aplica una presión de confinamiento de  $0,3 \text{ kgf/cm}^2$  y luego se deja saturar. Se miden las alturas de carga utilizando una bureta graduada al centímetro.

Los ensayos realizados por Paredes (2005) incluyen en el procedimiento la aplicación de  $\text{CO}_2$  previo a las mediciones, esta parte del procedimiento no fue considerado en esta ocasión, se intenta reproducir las condiciones en que se desempeña realmente el suelo. Al pasar  $\text{CO}_2$  por la probeta se favorece el paso del agua y como consecuencia mejora la permeabilidad del suelo.

La permeabilidad para el caso de carga variable queda caracterizada por la siguiente expresión:

$$K_T = \frac{a_b \cdot L_0}{A_p \cdot \Delta t} \cdot \ln(h_1/h_2)$$

Donde:  $K_T =$  Permeabilidad [cm/s]

$a_b =$  Área bureta [cm<sup>2</sup>]

$L_0 =$  Alto de la Probeta [cm]

$A_p =$  Área Probeta [cm<sup>2</sup>]

$\Delta t = t_{\text{final}} - t_{\text{inicial}} =$  Tiempo en segundos entre mediciones sucesivas [s]

$h_1/h_2 =$  Razón entre altura inicial y altura final en la bureta.

Para determinar de la permeabilidad se realiza una regresión logarítmica entre la razón de las alturas y la constante que depende de la geometría de los materiales utilizados

ponderando la variación de tiempo. La pendiente determinada en la regresión corresponde al inverso de la permeabilidad.

$$\frac{A_p \cdot \Delta t}{a_b \cdot L_0} = \frac{1}{K_T} \cdot \ln(h_1/h_2)$$

Los valores determinados por investigaciones previas, en el caso del Trumao, indican permeabilidades del orden  $10^{-4}$  cm/s (Paredes, 2005). A continuación, se presentan los resultados de las mediciones de permeabilidad del presente trabajo:

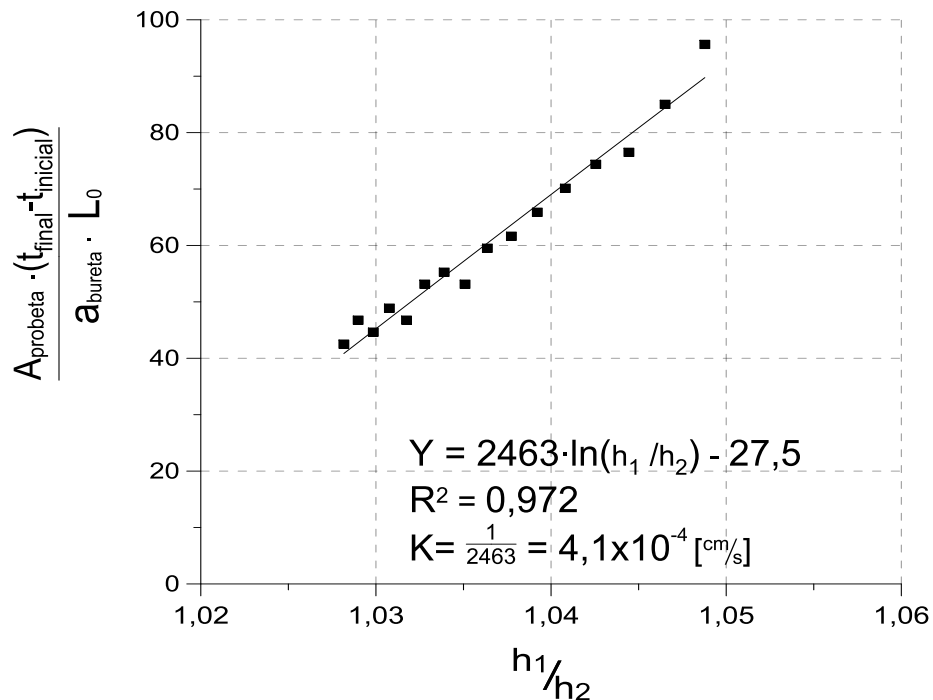


Figura 38: Permeabilidad Carga Variable, Suelo M-1 (Trumao)

Como se pueden apreciar en la Figura 38, se registran 16 puntos para después realizar una regresión logarítmica. Paredes (2005) determina la permeabilidad de dos muestras de Trumaos que se encontraban emplazadas en distintas localidades, Santa Bárbara (T3) y Gorbea (T5) para ser más preciso. Ambos resultados estaban cercanos a  $2 \times 10^{-4}$  cm/s, siendo la muestra Gorbea levemente más permeable que T3. Los resultados obtenidos en esta experiencia son del mismo orden de magnitud ( $4,1 \times 10^{-4}$  cm/s).

Luego se procede a ensayar los suelos M-2 y M-4 de la misma forma. Según las densidades secas obtenidas se puede esperar que la permeabilidad de estos suelos sea mayor a la determinada para los Trumaos. Los datos obtenidos en el ensayo y las permeabilidades determinadas se presentan en las Figuras 39 y 40.

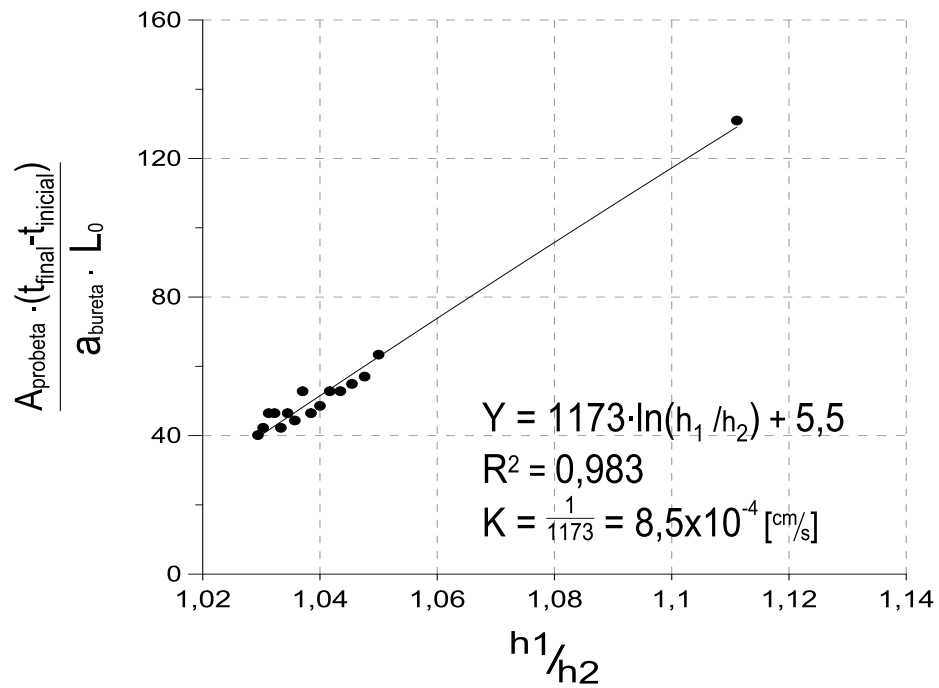


Figura 39: Permeabilidad Carga Variable, Suelo M-2 (Pómez Alofánica)

En este caso se obtienen 15 puntos que son presentados en la Figura 39. Nuevamente, la permeabilidad se encuentra en el rango de los Suelos Alofánicos. La muestra M-2 presenta una permeabilidad mayor a la obtenida en la Figura 38 para el Trumao, esto concuerda con el supuesto mencionado en el párrafo anterior.

Finalmente, para M-4 se registran 15 mediciones y se presentan en la Figura 40.

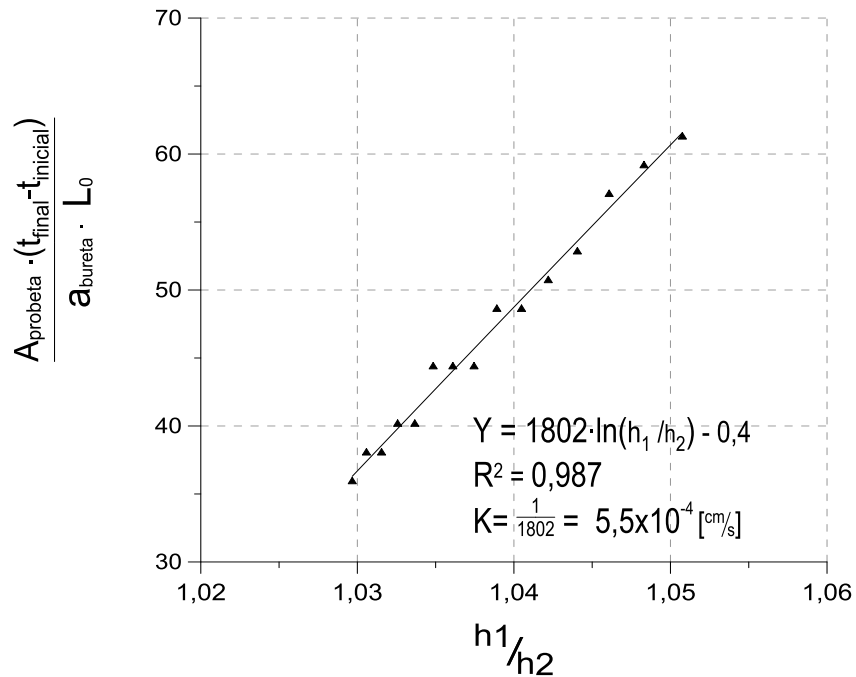


Figura 40: Permeabilidad Carga Variable, Suelo M-4 (Pómez Alofánica).

Al realizar la regresión logarítmica para M-4 se obtiene una permeabilidad de  $5,5 \times 10^{-4}$  cm/s, este valor de permeabilidad es mayor a la obtenida para M-1, como se supuso anteriormente en este capítulo. Además, el valor de la permeabilidad se encuentra en el rango de las determinadas por Paredes (2005) para los Suelos Alofánicos.

Los resultados de permeabilidad son resumidos y presentados en la Tabla 21.

**Tabla 21: Permeabilidad de Suelos Alofánicos mediante Método de Carga Variable.**

Suelo	Permeabilidad K [cm/s]
M-1	$4,1 \times 10^{-4}$
M-2	$8,5 \times 10^{-4}$
M-4	$5,5 \times 10^{-4}$

## 6.4 Compresión no Confinada (CNC)

A partir del material obtenido en la campaña de terreno, se realizó la medición de la resistencia al corte del suelo. Esta medición se lleva cabo utilizando la Compresión no Confinada. El ensayo de CNC es utilizado principalmente en la medición de resistencia al corte no drenado de suelos cohesivos.



Figura 41: CNC de Suelos Alofánicos.

Se somete a tres de los suelos extraídos (M-1, M-2 y M-4) a una serie de ensayos de compresión, para lograrlo se hace necesario el tallado de probetas cilíndricas de 5 cm de diámetro por 10 cm de alto. Durante el proceso de tallado se intenta mantener la humedad original de la muestra, el objetivo es obtener probetas de suelo lo más inalteradas posible.

El ensayo es realizado a una velocidad de deformación de 1,1 mm/min, es decir, a deformación controlada. Esta velocidad pretende evitar la disipación de las presiones de poros y medir la resistencia al corte del suelo sin que ocurra el drenaje del agua. Se registra en cada ensayo la deformación ( $\epsilon$ ) y la carga vertical ( $q$ ). A partir de la resistencia máxima a la compresión ( $q_u$ ) es posible calcular la resistencia no drenada ( $S_u$ ) mediante la siguiente relación:

$$S_u = q_u / 2$$

### 6.4.1 Suelo M-1 (Trumao de Chillán)

Se presentan las curvas de tensión-deformación para los 11 ensayos de (CNC) realizados en este suelo. Las probetas son talladas e inmediatamente ensayadas disminuyendo al mínimo las posibles pérdidas de humedad.

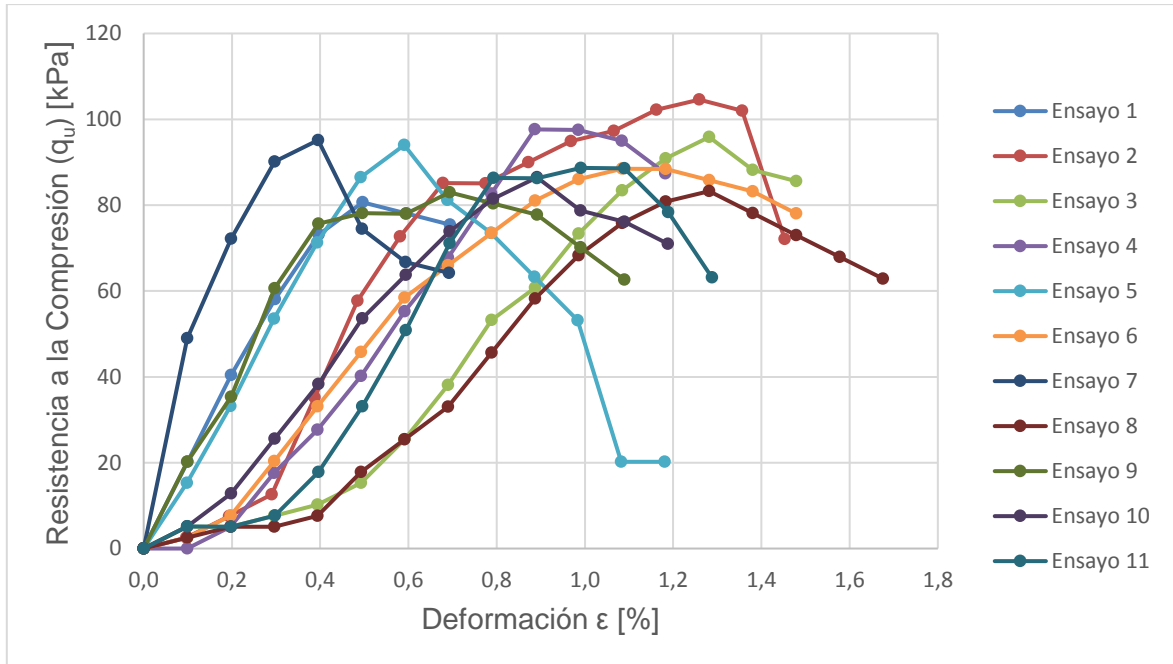


Figura 42: Curvas Tensión-Deformación M-1.

En las distintas curvas, se puede observar que las pendientes que desarrollan las probetas a la hora de ser cargadas son bastante parecidas, esto podría ser una característica del suelo ensayado. Las máximas resistencias a la compresión ( $q_u$ ) obtenidas se encuentran entre 80 y 110 kPa, el promedio es 91kPa. La media de las resistencias al corte es 45 kPa. Las deformaciones en ninguno de los casos sobrepasan el 1.5% de deformación vertical antes de la falla.



Figura 43: Probeta de M-1 (Trumao) luego de la falla.

Al igual que en los ensayos en terreno, en base a los datos obtenidos, se determina la resistencia al corte característica del suelo, dicho valor asegura una probabilidad de falla que no excede el 5%. La resistencia al corte característica para M-1 es:

$$S_{c \text{ M-1}} = 43,5 \text{ kPa}$$

#### 6.4.2 Suelo M-2 (Pómez Alofánica)

Al igual que el suelo anterior, se ensaya de inmediato cuando se tiene la geometría deseada para la probeta. El set de ensayos para este suelo consta de 12 compresiones no confinadas, los resultados se resumen en la Figura 44.

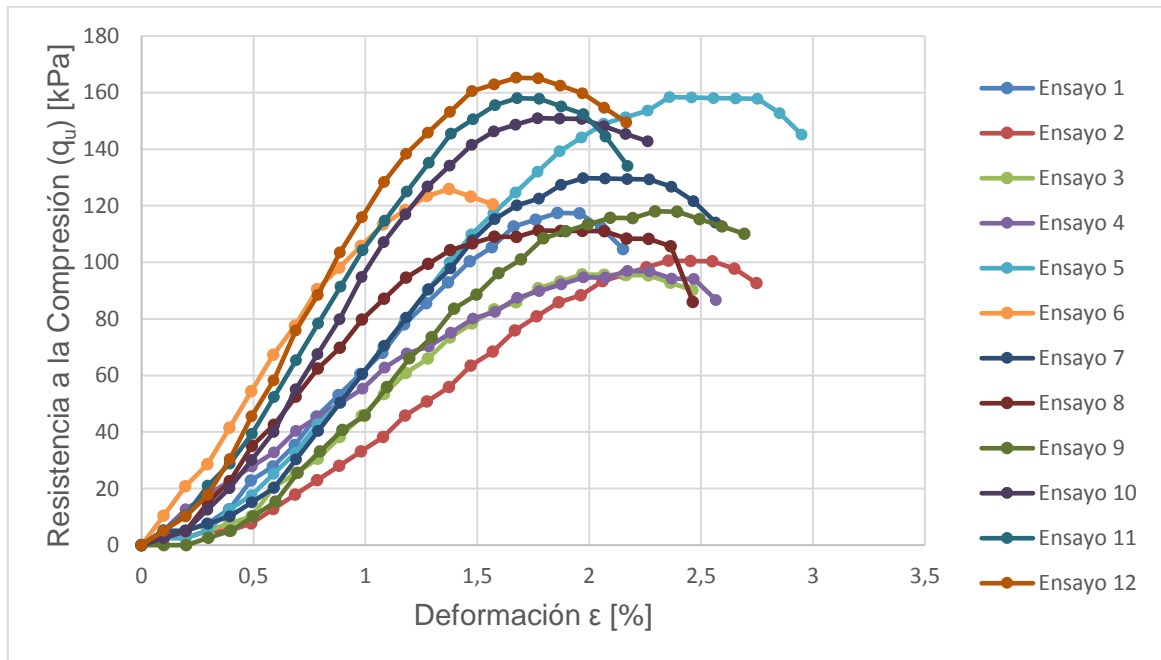


Figura 44: Curvas Tensión-Deformación M-2.

Se puede observar que el suelo presenta resistencias a la compresión variables, entre 90 y 170 kPa aproximadamente. Esto constituye un rango amplio de resistencias y que podría indicar la poca representatividad que tendría el ensayo para este tipo de suelo.



Figura 45: Probeta de M-2 (Pómez Alofánica) luego de la falla.

El promedio de la resistencia al corte es 64 kPa. Con el fin de obtener un parámetro que entregue mayor seguridad, se determina el parámetro característico para la resistencia al corte. Se asegura con esto un porcentaje de falla máxima del 5%. La resistencia característica es la que se menciona a continuación:

$$S_{C M-2} = 57,7 \text{ kPa}$$

### 6.4.3 Suelo M-4 (Pómez Alofánica)

Por último, los ensayos de compresión para M-4 son 8 y sus resultados son presentados a continuación en la Figura 46.

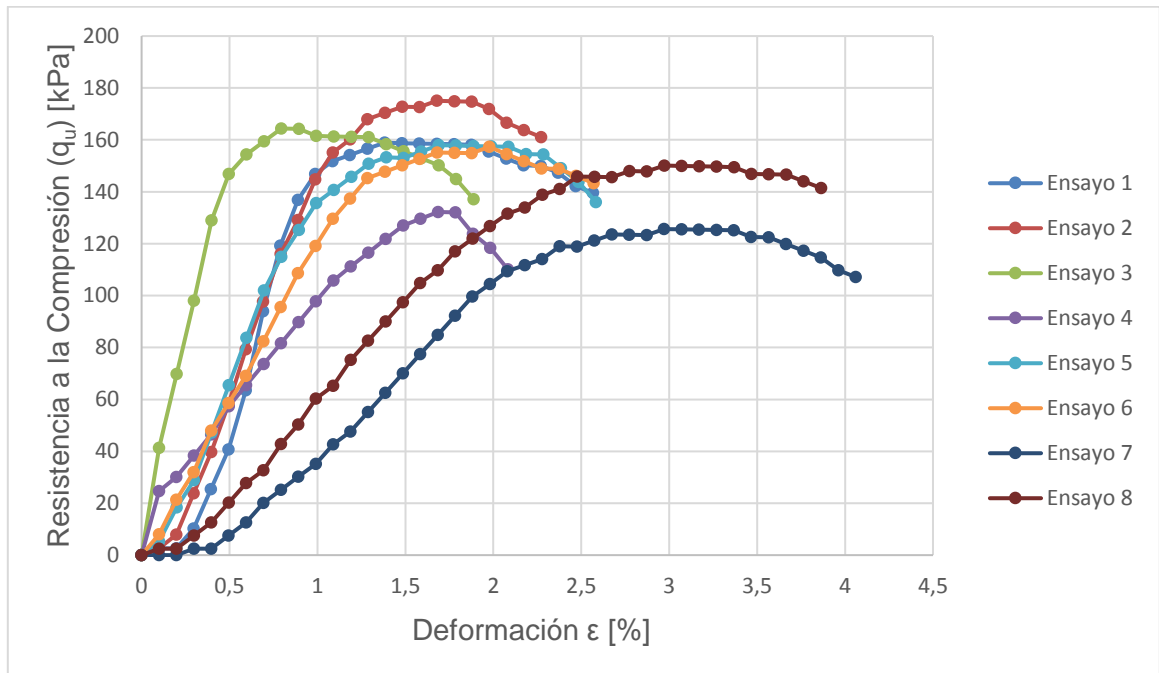


Figura 46: Curvas de Tensión-Deformación M-4.

Los resultados obtenidos varían entre 120 y 180 kPa de resistencia a la compresión. En la falla, en casi la totalidad de los casos, se supera el 1% de deformación. El promedio de las resistencias máximas a la compresión es de 152 kPa.





**Figura 47: Probeta de M-4 (Pómez Alofánica) luego de la falla**

En el caso de la resistencia al corte, el promedio que se determina es de 76 kPa. Al aplicar el criterio del 5% de falla para determinar la resistencia al corte característica se obtiene lo siguiente:

$$S_{C\ M-4} = 71,0\ \text{kPa}$$

Los principales resultados obtenidos mediante el ensayo de Compresión no Confinada son presentados en el siguiente cuadro resumen:

**Tabla 22: Resumen de resistencias al corte mediante CNC.**

Suelo	M-1	M-2	M-4
N° de ensayos	11	12	8
Resistencia máxima a la Compresión ( $q_u$ )	90,8	127,4	152,2
Resistencia al corte promedio (S)	45,4	63,7	76,1
Desviación Estándar ( $\sigma$ )	3,7	12,6	8,7
Resistencia al corte con 95% de confianza ( $S_c$ )	43,5	57,7	71,0

## 7 Análisis y Discusión de Resultados

Una vez concluido el programa experimental, se procede a interpretar, analizar y discutir los resultados. En este capítulo se procurará responder a las interrogantes planteadas en los objetivos de la sección 1.2.

### 7.1 Metodologías de Ensayo.

Durante el desarrollo de la investigación, se trabaja con dos metodologías para determinar la resistencia al corte del suelo. En el caso de la Compresión no Confinada (CNC), los ensayos son realizados en el laboratorio. Por otro lado, mediante el ensayo de Veleta Manual, la determinación de resistencia al corte es in-situ. La velocidad de rotación de la Veleta, para esta sección, es 1 R.P.M como se indica en el capítulo 3.3.

Para ambos procedimientos (Veleta Manual y CNC) se realiza un análisis estadístico. Se determina la media ( $S$ ) y la dispersión ( $\sigma$ ) de los resultados obtenidos. A partir de la dispersión y de la cantidad de datos ( $n$ ) es posible determinar un parámetro característico, en este caso, una resistencia al corte característica ( $S_c$ ) para cada suelo y su respectivo método de ensayo. Se utiliza un criterio del 95% de confianza, es decir, asegurar que solo un 5% de las resistencias medidas estén por debajo de la resistencia al corte característica ( $S_c$ ). La hipótesis inicial para este análisis es que el tipo de distribución de las resistencias al corte es normal.

Para M-1 (Trumao), se resumen los datos obtenidos con ambas metodologías en la Tabla 23.

Tabla 23: Análisis estadístico de resultados, Suelo M-1 (Trumao)

Datos	CNC	Veleta (1 R.P.M)
Tamaño muestra ( $n$ )	11	10
$S$ [kPa]	45,4	90,0
Desv. Estándar ( $\sigma$ )	3,7	14,8
$S_c$ [kPa]	43,5	82,3

Se evidencia en la Tabla 23 que la media de las resistencias al corte ( $S$ ) determinada mediante CNC es menor que la obtenida con la Veleta Manual, siendo aproximadamente la mitad de la resistencia al corte obtenida con la CNC. Esta relación aumenta levemente al determinar las resistencias características ( $S_c$ ), debido a que la dispersión ( $\sigma$ ) de las resistencias para la Veleta Manual es mayor que en la CNC.

Para el Suelo 2, ubicado en el primer sector de extracción (Figura 25), se determinaron las resistencias al corte y se presenta el resumen a continuación:

**Tabla 24: Análisis estadístico de resultados, Suelo M-2 (Pómez Alofánica)**

Datos	CNC	Veleta (1 R.P.M)
Tamaño muestra (n)	12	5
S [kPa]	63,7	169,3
Desv. Estándar ( $\sigma$ )	12,6	30,7
S <sub>c</sub> [kPa]	57,7	146,8

En este caso, la media de la resistencia al corte del suelo (S) es mayor en la Veleta Manual, siendo 2,7 veces más grande que la obtenida por la CNC. Al determinar la resistencia con el 95% de confianza (S<sub>c</sub>), la relación entre Veleta y CNC disminuye a 2,5, lo anterior como consecuencia de la dispersión de los datos obtenidos.

Por último, se comparan los resultados obtenidos para M-4. En la siguiente tabla se presenta el paralelo entre ambos métodos:

**Tabla 25: Análisis estadístico de resultados, Suelo M-4 (Pómez Alofánica)**

Datos	CNC	Veleta (1 R.P.M)
Tamaño muestra (n)	8	8
S [kPa]	76,1	117,5
Desv. Estándar ( $\sigma$ )	8,7	33,0
S <sub>c</sub> [kPa]	71,0	98,4

Como es posible observar en la Tabla 25, el promedio de las resistencias al corte (S) difiere entre los dos métodos de ensayo, al igual que los Suelos 1 y 2, siendo mayor la resistencia medida con la Veleta Manual.

En el caso de la CNC, la dispersión de los datos ( $\sigma$ ) equivale al 11% de la resistencia media (S), su resistencia al corte característica (S<sub>c</sub>) resulta ser solo un 7% menor a su promedio (S). Para la Veleta de Corte las diferencias son mayores, esta metodología presenta una dispersión ( $\sigma$ ) cercana al 30% de la media (S), es decir, las resistencias medidas se desvían casi un tercio del promedio (S). Finalmente, al determinar la resistencia al corte característica (S<sub>c</sub>) para el ensayo de Veleta Manual, este valor representa poco más del 80% de la resistencia media (S).

Para los tres suelos ensayados, la resistencia al corte determinada mediante la Veleta Manual es mayor que la obtenida con la CNC. Por otra parte, la dispersión en la totalidad de los casos es más alta en la Veleta Manual que en la CNC.

La heterogeneidad para la CNC puede ser analizada a partir de las densidades aparentes de las probetas ensayadas. Este análisis es posible porque las probetas son talladas desde bloques de suelo inalterado. La densidad aparente corresponde a la razón entre la masa y el volumen medido de la probeta. Por ejemplo, para el Trumao se

observan, en la Figura 48, que las densidades son muy cercanas a la densidad de terreno. Además, no hay una gran fluctuación entre la densidad más alta y más baja, siendo esta diferencia inferior al 8%.

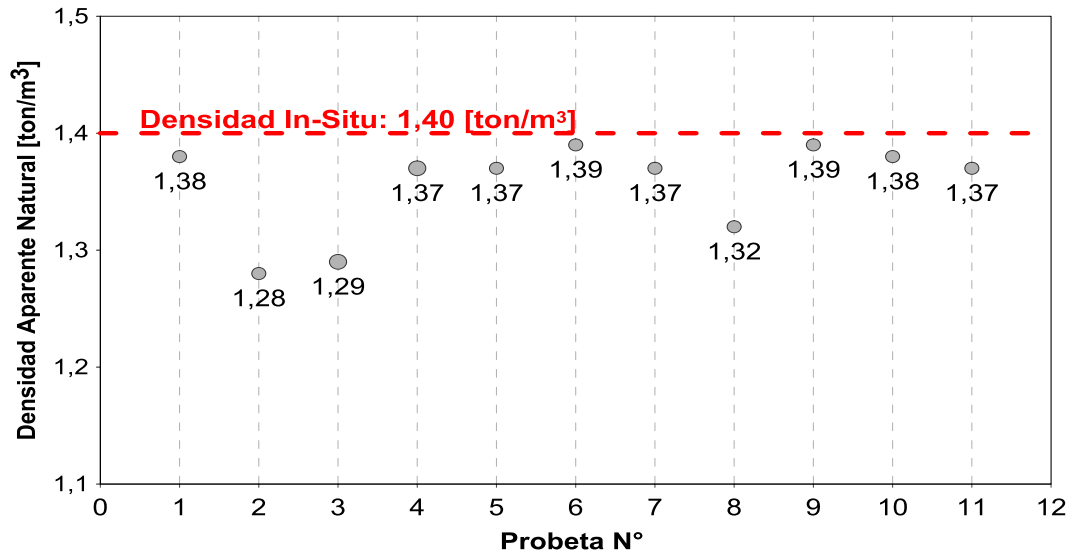


Figura 48: Comparación Densidades Naturales Suelo M-1 (Trumao)

Por otra parte, el Suelo M-2 presenta en la Figura 49 densidades un poco más dispersas. La diferencia entre las densidades extremas, es decir, entre la mayor y la menor, es cercana al 15%. Además, comparando con M-1, las densidades por probeta se encuentran más alejadas de la densidad de terreno.

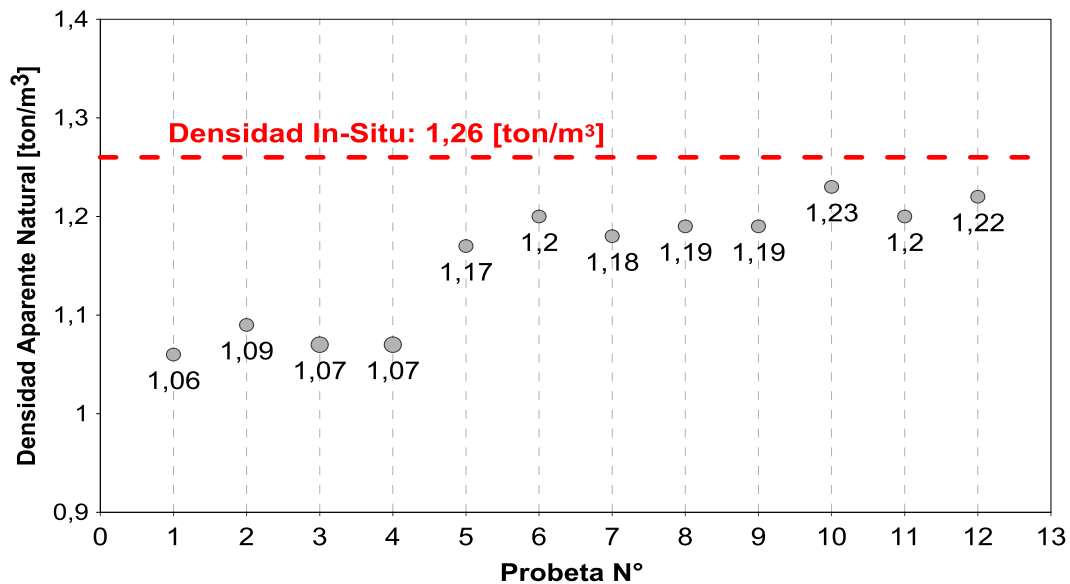
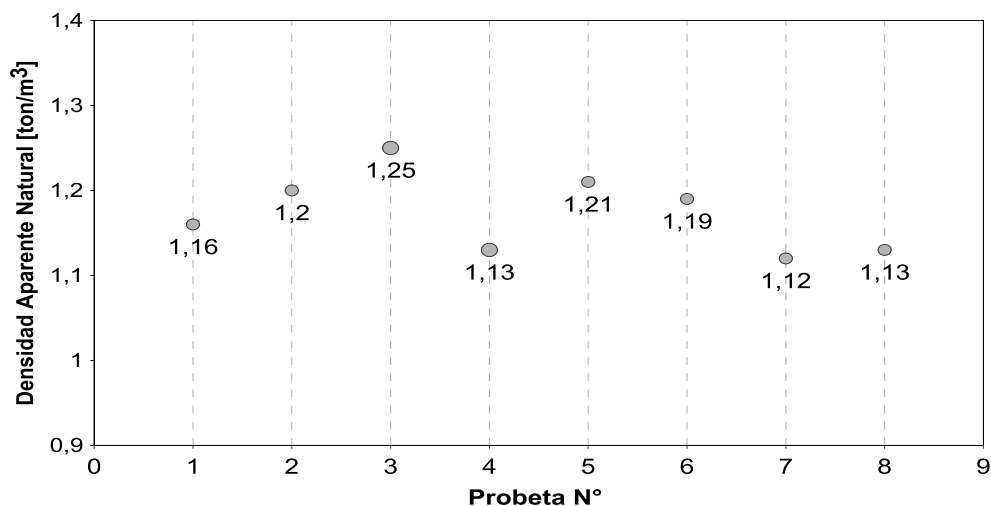


Figura 49: Comparación Densidades Naturales Suelo M-2 (Pómez Alofánica).

Por último, para M-4, no fue determinada la densidad natural de terreno, aun así, se conocen las densidades aparentes de las 8 probetas ensayadas. Los valores se presentan en la siguiente figura:



**Figura 50: Comparación Densidades Naturales Suelo M-4 (Pómez Alofánica).**

Para este suelo es posible observar, en la Figura 50, una variación entre las densidades. La diferencia que existe entre la probeta 3 y 7, máxima y mínima densidad respectivamente, es del 12%.

Si bien las densidades analizadas no permiten asegurar que un suelo sea o no homogéneo, al menos se puede tener una idea de ello.

Otro de los factores que podrían inducir una mayor dispersión de las resistencias al corte es la granulometría. Ambos ensayos, Veleta y CNC, son destinados principalmente a suelos cohesivos. Paredes (2005) y González (2011) determinaron, para el M-1 (Trumao), un 90 % de material fino, como se indicó en el capítulo 4.1. Entonces, como se trata de un suelo cohesivo, Veleta y CNC entregan resultados representativos para este suelo.

En el caso de M-2 (Pómez Alofánica), Paredes (2005) realizó el ensayo de granulometría para este suelo. En éste, determinó que el 40% del material pasaba la malla ASTM #200, es decir, que el 40% correspondía a material fino. El otro 60% restante corresponde a material tamaño arena. Aunque el porcentaje de material fino es significativo, es decir, mayor al 5%, ese 60% de material tamaño arena clasifica a este suelo como grueso. La gran variación de las resistencias medidas mediante Veleta Manual y CNC, podrían deberse a este material grueso.

Para M-4, a pesar de no tener la granulometría, se puede realizar un análisis suponiendo que la distribución del tamaño de partículas es similar al Suelo M-2. Se debe recordar que ambos corresponden al mismo tipo suelo, aunque en condiciones de humedad y depositación distintos. Las dispersiones observadas en este caso podrían deberse, al igual que el Suelo M-2, al material grueso presente en su estructura.

Por último, los tiempos necesarios para medir la resistencia al corte por uno u otro método son completamente diferentes. Mediante la Veleta Manual es posible medir la

resistencia en tiempos menores a un minuto. En la CNC, el proceso de generar la falla es similar al tiempo de la Veleta Manual, la diferencia radica principalmente en la preparación de una probeta inalterada mediante tallado. Este procedimiento dependerá directamente de la pericia y cuidado de quien lo realice.

## 7.2 Estudio de la velocidad de giro de la Veleta

Los factores que controlan el ensayo de la veleta han sido objeto de estudio de diversos investigadores en el mundo. El tiempo de inserción de la veleta en el suelo, el tiempo en comenzar a ensayar luego de insertarla, la relación geométrica H/D (ver Figura 18), las condiciones de drenaje, los efectos de alteración (distribución no uniforme de esfuerzos) y la velocidad angular con que se gira la veleta, son algunos de los factores que controlan las mediciones.

En este trabajo se realizó una visita a terreno, específicamente para estudiar la variación de las resistencias al corte medidas con la Veleta Manual al modificar su velocidad de rotación. Los estratos estudiados fueron dos, estos se encuentran ubicados en el Km 40 del camino N-55, en el primer talud de extracción (ver Figura 25). El suelo estudiado en esta visita corresponde a M-1 (Trumao). Los resultados obtenidos para el primer estrato se presentan a continuación:

Tabla 26: Estrato 1 Veleta

Velocidad de giro	1 R.P.M	2 R.P.M
Tamaño muestra (n)	15	13
S [kPa]	112,6	133,9
Desv. Estándar ( $\sigma$ )	27,8	20,0
$S_c$ ( 95% ) [kPa]	100,8	124,8

En la Tabla 26, se puede observar que la resistencia al corte aumenta cuando la velocidad de giro de la veleta también lo hace. Este aumento está directamente relacionado con la viscosidad del medio en estudio, en este caso, la combinación agua—suelo. Se define como viscosidad la resistencia de un fluido al movimiento, esto tiene consecuencia un esfuerzo resistivo.

Luego, el segundo estrato, también correspondiente a M-1 (Trumao), es sometido al ensayo de Veleta, esta vez con 3 velocidades distintas. El manual del fabricante de la sección 3.3.1 indica que la velocidad de rotación de la veleta debe ser 1 R.P.M. En esta serie de ensayos se utiliza: la velocidad indicada en el manual, una por sobre esta velocidad y finalmente una bajo esta velocidad de giro. Las velocidades son 1, 2 y 0,5 R.P.M respectivamente. Los datos de este estudio se resumen en la siguiente Tabla 27.

**Tabla 27: Estrato 2 Veleta**

Velocidad de giro	1 R.P.M	2 R.P.M	0.5 R.P.M
Tamaño muestra (n)	10	10	10
S [kPa]	131,2	146,2	132,1
Desv. Estándar ( $\sigma$ )	14,0	21,9	18,8
$S_c$ (95%) [kPa]	123,9	134,8	122,3

Nuevamente, al aumentar la velocidad de rotación de la veleta a 2 R.P.M, la resistencia al corte del suelo aumenta. Sin embargo, cuando la velocidad se reduce a 0,5 R.P.M, las resistencias medidas son prácticamente idénticas a las determinadas a 1 R.P.M. La diferencia entre las resistencias al corte, para 1 y 0,5 R.P.M, podrían no ser significativas debido a que el ensayo, al ser manual, no es posible regular con precisión la velocidad de giro. Dicha velocidad dependerá de quien realice el ensayo y de su criterio.

Con estos resultados queda claro que la resistencia al corte depende de la velocidad de rotación de la Veleta Manual. Al aumentar la velocidad de giro, aumenta también la resistencia al corte del suelo.

Finalmente, los Límites de Atterberg, indicadores de consistencia del suelo, también pueden tener una influencia en las mediciones de resistencia al corte. Un material más plástico necesitará de mayores esfuerzos de corte para deformarse. Por otra parte, un material de consistencia más líquida necesitará de menores esfuerzo de corte que uno más plástico, para lograr una misma deformación.

### **7.3 Condición Parcialmente Saturada**

La veleta, generalmente, es asociada a la obtención de la resistencia no drenada en arcillas blandas. Los Suelos ensayados en este trabajo clasifican como Limos de alta plasticidad (MH) pero su permeabilidad no se ajusta a esta clasificación, esto se mencionó en la sección 6.3. Una permeabilidad típica para un Limo está en el rango de  $10^{-6}$  a  $10^{-8}$  cm/s. También en el capítulo 6.3, se determinaron permeabilidades del orden de  $10^{-4}$  cm/s en todos los suelos ensayados (M-1, M-2 y M-4), este valor es similar a la permeabilidad típica de las Arenas.

Las partículas que componen los suelos estudiados tienen la capacidad de almacenar agua, esto debido a su gran porosidad. Además, la presencia de grupos hidroxilos ( $\text{OH}^-$ ) también favorece la retención de agua. Por lo tanto, además del efecto de la capilaridad, un suelo alofánico poseerá un remanente de agua asociado a esta retención. Esta agua puede provenir, por ejemplo, de las lluvias estacionales ocurridas principalmente en época invernal. Se podría esperar que un suelo alofánico se encuentre parcialmente saturado por más metros sobre el nivel freático, que lo generado solamente por efecto de la capilaridad.

## 8 Conclusiones

Durante el desarrollo de este trabajo, se analizaron dos metodologías para determinar la resistencia al corte de suelos cohesivos, una de laboratorio y otra de terreno, CNC y Veleta Manual respectivamente. La principal diferencia que se puede apreciar entre los dos ensayos, previo al análisis estadístico, es el tiempo necesario para su desarrollo. La obtención de muestras y el tallado de probetas inalteradas vuelve a la CNC un procedimiento más lento que la Veleta Manual. De esta forma, se pueden obtener más datos de resistencia al corte con la Veleta Manual que mediante la CNC en un mismo intervalo de tiempo, para poder aumentar la precisión del estudio y favorecer la toma de decisiones en terreno.

La estructuración interna de los suelos derivados de ceniza volcánica, como los estudiados en este trabajo, los vuelve altamente susceptibles a alteraciones. El colapso de su estructura porosa interna debido al secado, podría inducir en errores en las mediciones de resistencia al corte. El estudio in-situ (Veleta Manual) tiene la ventaja de determinar la resistencia al corte en las condiciones naturales del suelo, humedad y confinamiento son algunas de estas condiciones. Se evita de esta forma las alteraciones de trasladar bloques de muestra al laboratorio.

De las resistencias al corte analizadas en el capítulo 7.1, determinadas por los dos métodos de ensayo (Veleta Manual y CNC), se determinó que, en todas las muestras estudiadas, la metodología de Veleta Manual mide una resistencia al corte mayor que la CNC. En la totalidad de los casos, estas resistencias al corte superan en un 40% las obtenidas por la CNC, llegando incluso a valores cercanos al 100% de diferencia. Entonces, al utilizar las resistencias obtenidas mediante la Veleta Manual como parámetros de diseño, se podrían dimensionar estructuras y fundaciones más pequeñas, en comparación con las que podrían ser diseñadas utilizando las resistencias de la CNC.

Por otro lado, la variable que controla principalmente el ensayo de la Veleta Manual es la velocidad de giro. Se ha demostrado empíricamente en la sección 5.3, que existe una dependencia entre la resistencia al corte medida por la Veleta Manual y la velocidad de rotación de ésta durante el ensayo. La resistencia al corte aumenta cuando la velocidad de rotación de la Veleta Manual aumenta, en este caso el aumento de resistencia es cercano a un 25%, como se puede apreciar en el capítulo 7.3. Este efecto se produce ha sido estudiado en arcillas, en inglés se conoce como “Rate Effects in Clay”.

Se deberá tener en consideración que la velocidad de rotación de la veleta no puede ser aleatoria, sea o no la veleta utilizada en este trabajo. Debe estar estrechamente relacionada a la capacidad de disipar las presiones de poro del suelo que se desea inspeccionar. Un suelo más permeable necesitara de velocidad de rotación mayor que uno menos permeable para lograr la condición no drenada.



En cuanto a la metodología de los intervalos de confianza, para la determinación de valores característicos de resistencia al corte, se puede señalar que su aplicación permite obtener valores más conservadores y representativos del suelo que al utilizar la media aritmética. Se reduce así la influencia de valores incorrectos y singulares obtenidos mediante los ensayos, aplicando un intervalo de confianza del 95%.

La alta capacidad de retención de agua de los Suelos Alofánicos, debido a las partículas de Alofán e Imogolita, tiene como consecuencia un suelo cuya estructura es porosa y con sus poros llenos de agua. En la zona centro-sur de Chile, donde estos suelos se ubican principalmente, las lluvias se infiltran en ellos y, debido sus características, queda un remanente de agua retenido. Por lo tanto, se puede esperar que en un Suelo Alofánico exista una porción parcialmente saturada mayor que la generada solo por el efecto de la capilaridad.

En el proceso de tallado de probetas inalteradas desde las muestras extraídas, se vuelve recurrente la falla en diagonal. Esto podría indicar la presencia de una falla a mayor escala. Pero para poder sugerir la existencia de una falla, sería necesario conocer y registrar la orientación y ubicación de cada probeta o bloque que haya fallado, con respecto al lugar de extracción.

De la comparación de densidades realizada en el capítulo 7.1, el método del Cono de Arena debe ser considerado más preciso, pues se realiza en condiciones naturales.

Finalmente, se debe tener en consideración las particularidades que tienen los Suelos Alofánicos, su clasificación podría inducir en errores al apoyarse en parámetros tabulados en libros u otros documentos. En este caso, el suelo estudiado clasifica como un Limo. Al buscar en libros la permeabilidad de los Limos, se observa una gran diferencia con la permeabilidad que fue determinada en este trabajo, en el capítulo 6.3.

## 9 Recomendaciones

Como fue mencionado en este trabajo, los Suelos Alofánicos se encuentran parcialmente saturados en terreno, esto debido a su alta capacidad de retener agua en su interior. Esta condición de saturación es distinta a la estudiada, por ejemplo, mediante los ensayos triaxiales convencionales (CIU y CID). En estos ensayos se satura completamente la muestra, estudiando así la condición más desfavorable en que se desempeña el suelo. Estudiar la respuesta de Suelos Alofánicos en un triaxial que permita ensayar en condición parcialmente saturada, permitiría determinar el comportamiento de la presión de aire durante el ensayo. De esta forma, determinar y cuantificar cuanto es el aumento de resistencia del suelo en dicha condición, comparando con los resultados de triaxiales convencionales.

Además de lo anterior, realizando ensayos triaxiales parcialmente saturados, es posible comparar y validar las resistencias al corte determinadas mediante la veleta. Esto se lograría imponiendo un nivel de saturación igual al obtenido con la humedad de terreno. Se podría estimar un factor de ajuste para la Veleta Manual, esto para hacer coincidir con la resistencia al corte determinada mediante el triaxial parcialmente saturado, solamente si los resultados de resistencia no coincidieran.

Se propone hacer una inspección geológica de los sectores donde hubo glaciares, para ver su influencia sobre la tensión de preconsolidación de los Suelos Alofánicos. El lugar de extracción de muestras de este trabajo, por ejemplo, se encuentra en un sector donde existen depósitos morrénicos, es decir, depósitos generados por el desplazamiento de glaciares. La determinación de la edad de los suelos permitiría comparar con las edades de dichos depósitos.

Es posible, mediante instrumentos que son capaces de detectar minerales, obtener los porcentajes de minerales como Alofán, Imogolita y Halosita. Esto se podría lograr utilizando el Hylogger 3, instrumento que posee el Departamento de Ingeniería en Minas de la Universidad de Chile.

Finalmente, como se ha mencionado en los trabajos de Paredes, González y Varela, citados en este trabajo de título, se sugiere la caracterización de los Suelos Alofánicos In-Situ, para evitar posibles alteraciones de la estructura del suelo.

## 10 Bibliografía

- Biscontin, G., & Pestana, J. M. (Diciembre, 2001). Influence of Peripheral Velocity on Vane Shear Strength of an Artificial Clay. *Geotechnical Testing Journal*, vol (24) 423–429.
- Cas, R. A. F., & Wright, J. V. (1998). *Volcanic successions: Modern and Ancient, A geological approach to processes, products and successions*. UK: Chapman and Hall,.
- Dahlgren, R., Shoji, S., & Nanzyo, M. (1993). Chapter 5 Mineralogical Characteristics of Volcanic Ash Soils. *Developments in Soil Science*, vol (21), 101–143.
- Fredlund, D.G., & Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol (103), 447-466.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., & Widger, R.A. (Agosto, 1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol (15), 313–321.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). Shear strength of unsaturated soils. *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice* (pp.520-587)
- González, C. (2012). *Propiedades Geomecánicas de dos Suelos de Origen Volcánico* (Tesis de Magister). Universidad de Chile. Santiago de Chile.
- INIA & Tosso, J. (1985). *Suelos Volcánicos de Chile*. Santiago, Chile.
- Leamy, M. L. (1984). Andisols of the World. *Congreso Internacional de Suelos Volcánicos, Comunicaciones, Universidad de la Laguna Secretariado de Publicaciones, serie de informes 13, 368-387*.
- Lockwood, J. P., & Hazlett, R. W. (2010). An Overview of Explosive Eruptions and their products. *Volcanoes: Global Perspectives* (pp.182) USA:Wiley-Blackwell,.
- Look, B. (2007). Permeability and its influence. *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables* (pp.91-100)
- Moreno, H. (2015). *Volcanismo y Peligros volcánicos: el rol del SERNAGEOMIN y los volcanes de la Región de Arica y Parinacota*. Recuperado de <http://sitiohistorico.sernageomin.cl/pdf/presentaciones-geo/volcanismo-y-peligros-volcanicos.pdf>
- New Zealand Geotechnical Society. (2001). *Guideline for Hand Held Shear Vane*.
- Orozco, G., Jara, G., & Bertin, D. (2016). Peligros del Complejo Volcánico Nevados de Chillán. Región del Bio-Bio, Chile.
- Paredes, M. (2005). *Geotecnia de Suelos Derivados de Ceniza Volcánica* (Tesis de Magister). Universidad de Chile. Santiago de Chile.

- Paredes, M., & Verdugo, R. (2004). *Genesis y Estructura de los Suelos Alofanicos en Chile. V Congreso de Ingenieria Geotécnica*. Santiago, Chile.
- Pérez-Foguet, A., Ledesma, A., & Huerta, A. (1998). Analysis of the vane test considering size and time effects.
- Schmincke, H.U. (2004). Plate Tectonics. En *Volcanism (pp.13-20)* Berlín:Springer
- Shoji, S., Dahlgren, R., & Nanzyo, M. (1993). Chapter 1 Terminology, Concepts and Geographic Distribution of Volcanic Ash Soils. *Developments in Soil Science*, vol (21), 1–5.
- Stern,C.R, Moreno,H.,López-Escobar,L.,Clavero,J.E.,Lara,L.E.,Naranjo,J.A...Skewes,M.A.(2007).En Moreno & Gibbons (Eds.). *The Geology of Chile (pp.147-178)*. London: The Geological Society.
- Terzaghi, K. (1936). *The Shear Strength of Saturated Soils, Proceedings of the first International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Cambridge.
- Varela, F. (2016). *Efecto del Tipo de Secado en las Propiedades Indice y Compresibilidad de Suelos de Origen Volcánico (Tesis de Pregrado)*. Universidad de Chile. Santiago de Chile.
- Verdugo, R. (2008). Singularities of Geotechnical Properties of Complex, (July), 982–991.
- Verdugo,R., Paredes,M.(2004). *Comportamiento Geomecánico de Suelos Alofánicos. V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*.
- Wesley, L.D . (2009). *Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils*. New Jersey:Jhon Wiley
- Wesley, L. D. (2010). *Geotechnical Engineering in Residual Soils*. New Jersey:Jhon Wiley
- Yamamoto, K., Otsuka, H., Wada, S. I., Sohn, D., & Takahara, A. (2005). Preparation and properties of [poly(methyl methacrylate)/imogolite] hybrid via surface modification using phosphoric acid ester. *Polymer*, vol(46), 12386–12392.
- Yoshinaga, N.& Aomine,S.(1962). Imogolite in some ando soils. *Science and Plant Nutrition*, vol(8), 22-29.