

## **CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA MEDIANTE ENSAYOS TRIAXIALES CONSOLIDADO DRENADOS DE UNA MUESTRA DE TRUMAO RECOGIDA EN CHILLÁN**

*V. Guajardo Baeza<sup>1</sup>, J. Montenegro Cooper<sup>2</sup> y Pablo Lapeña Mañero<sup>3</sup>*

### **RESUMEN:**

El trumao es un suelo de origen volcánico localizado en la precordillera de la zona centro-sur del país. La palabra coloquial significa tierra roja en Mapudungún. Una de las principales características de este material es su microestructura, la cual es conferida por el ambiente de su formación. En general, para estimar el comportamiento geotécnico de un suelo, se requiere de una profunda caracterización. En este caso en particular, y dada la influencia de la microestructura en las propiedades resistentes y de deformación, se ha planteado el siguiente objetivo general: caracterizar las propiedades resistentes y de deformación de una muestra de trumao obtenida en Chillán mediante el ensayo de compresión triaxial CD (consolidado drenado) y así complementar la bibliografía existente. La metodología adoptada consta de tres partes: i) recolección de muestras, ii) ensayos de laboratorio, y iii) análisis de datos. A continuación, se resumen las principales conclusiones alcanzadas en este trabajo. Los resultados principales son la identificación de dos unidades en profundidad las cuales tienen pesos específicos secos entre 6.28 a 11.14 kN/m<sup>3</sup> y humedades naturales de 47.9 a 115.6. Los parámetros de resistencia estimados son ángulos de fricción interna máximos entre 28-38° y cohesión máxima entre 0-8 kPa. Por otro lado, los módulos de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ) se sitúan entre 0.56-3.23 MPa. Por su parte, el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) están entre 0.25-0.283. Se debe destacar similitud entre los parámetros obtenidos de esta investigación y los estimados de otros estudios, donde se observó la baja variación de  $E_{rot}$  al aumentar el confinamiento y la disminución de  $\nu$  al aumentar la tensión de confinamiento.

**PALABRAS CLAVES:** trumao, propiedades de deformación, compresión triaxial CD

### **ABSTRACT:**

Trumao is a soil of volcanic origin located in the pre-mountain range of the central-southern part of the country. The colloquial word means red earth in Mapudungún. One of the main characteristics of this material is its microstructure, which is conferred by the environment of its formation. In general, to estimate the geotechnical behavior of a soil, a deep characterization is required. In this particular case, and given the influence of the microstructure on the resistant and deformation properties, the following general objective has been proposed: to characterize the resistant and deformation properties of a trumao sample obtained in Chillán by means of the triaxial compression test CD (consolidated drained) and thus complement the existing bibliography. The methodology adopted consists of three parts: i) sample collection, ii) laboratory tests, and iii) data analysis. The main conclusions reached in this paper are summarized below. The main results are the identification of two units in depth which have specific dry weights between 6.28 to 11.14 kN / m<sup>3</sup> and natural moisture content of 47.9 to 115.6. The estimated resistance parameters are maximum internal friction angles between 28-38 ° and maximum cohesion between 0-8 kPa. On the other hand, the deformation modules ( $E_{rot}$ ) are between 0.56-3.23 MPa. Also, the Poisson coefficient ( $\nu$ ) is between 0.25-0.283. Similarity should be noted between the parameters obtained from this investigation and those estimated from other studies, where the low variation of  $E_{rot}$  was observed when increasing confinement and the decrease of  $\nu$  when increasing confinement stress.

**KEYWORDS:** Trumao, Modulus, TriaxialCD

<sup>1</sup> Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [vguajardo@ing.ucsc.cl](mailto:vguajardo@ing.ucsc.cl)

<sup>2</sup> Profesor Guía, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [jmontenegro@ucsc.cl](mailto:jmontenegro@ucsc.cl)

<sup>3</sup> Profesor informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, [plapena@ucsc.cl](mailto:plapena@ucsc.cl)

## 1. INTRODUCCIÓN

El comportamiento geotécnico de los suelos residuales de origen volcánico es un tema escasamente tenido en cuenta en un estudio habitual de mecánica de suelos y es objeto de investigación solo a nivel académico. De hecho, la normativa nacional no considera varios aspectos relevantes que se requiere sean tenidos en cuenta para estudiar y caracterizar adecuadamente un suelo residual.

Este tipo de trabajos debiera considerar aspectos geológicos como: el estudio de la geología regional y local, la geomorfología, y la descripción química y mineralógica del terreno, por mencionar algunos aspectos. La ingeniería geotécnica predice el comportamiento del terreno mediante modelos matemáticos alimentados por medio de parámetros obtenidos principalmente mediante ensayos de laboratorio e in-situ. Para contextualizar el tema se comenzará definiendo aspectos generales de la geología.

La geología se define como la ciencia que estudia el planeta y los procesos de cambios involucrados en ella, pudiendo mencionarse dos grandes áreas de conocimiento: la geología física y la geología histórica (Tarbuck & Lutgens, 2005). La geología física es aquella rama que se encarga de investigar la composición y los procesos de cambio en la costra de la tierra hasta el núcleo terrestre, mientras que los aspectos históricos y evolutivos lo hace la geología histórica (Tarbuck & Lutgens, 2005).

Las rocas son corteza disgregada por procesos mecánicos y químicos de la cascara terrestre en donde abundan una gran variedad de minerales, donde también es posible encontrar agua y materia orgánica (Terzaghi et al., 1996). El suelo es un conjunto de agregados minerales, agua y/o aire, los que conforman un esqueleto de tres fases: sólida, líquida y gaseosa, unidos por cementación y/o cohesión, (Das, 2014).

Un suelo fino es aquel que pasa más del 50% en peso seco por debajo de la malla n° 200 (ASTM D2487 – 17). Por otro lado, los suelos granulares tienen un peso seco retenido mayor al 50 % en la malla n° 200 (ASTM D2487-17).

Terzaghi et al. (1996) indicaron que el origen de un suelo puede provenir de roca desfragmentada por mecanismos físicos o por agentes químicos o una combinación de ellos, es decir, por complejos procesos de meteorización, desgaste y transporte de roca o la acción de depósito eólico y en definitiva una combinación de todos ellos.

En la actualidad, según Knappett & Craig (2012) es común categorizar a los tipos de suelos según su origen de formación, de aquí se desprenden tres tipos de suelos: los residuales, sedimentarios y antrópicos. Según Wesley (2009) los suelos residuales son un material formado por agentes físicos y químicos sobre la roca parental, en cambio los suelos sedimentarios son originados debido a procesos de transporte por algún agente físico, para luego culminar en el depósito de los sedimentos (Terzaghi et al., 1996). Por último, los suelos antrópicos son suelos originados por la acción humana.

Los procedimientos de ensayos normados para la ejecución de ensayos de laboratorio para la caracterización de suelos, tanto a nivel internacional (ASTM, DIN, etc.) como nacional (NCh, Manual de carreteras del MOP), no considera el origen geológico del suelo.

Chile se encuentra cubierto -en superficie- casi en un 60% de su área por suelos residuales. Adicionalmente, y tal como se ha comentado anteriormente, los modelos de comportamiento geotécnico utilizan parámetros que deben ser determinados por ensayos de laboratorio e in-situ. A partir de lo anterior el comportamiento real de un suelo residual no es idéntico, dado que tanto los modelos de comportamiento como los ensayos con los que se determinan los parámetros de entrada de dicho modelo, efectúan la hipótesis de que el suelo tiene un origen sedimentario. Por lo tanto, se puede indicar que para validar los resultados es fundamental efectuar un estudio geológico de la zona y así entender su comportamiento geotécnico (Wesley, 2009 y Romero et al., 2018).

La clasificación de un suelo residual ha sido propuesta por Wesley (2009), la que depende de la influencia de la mineralogía en las propiedades geotécnicas (elevada influencia en los suelos residuales, elevada influencia en los suelos no residuales y baja o nula influencia de la mineralogía). La Figura 1 resume la clasificación efectuada por Wesley (2009), en la que el suelo tipo C subgrupo (a) corresponde a suelos residuales derivados de minerales alofánicos, que son los que se emplearán en este trabajo.

Wesley (2010) define los suelos residuales de origen volcánico como depósitos de ceniza no cristalina, donde su composición principal es vidrio volcánico, Romero et al. (2018) plantean que el trumao es una ceniza

volcánica meteorizada producto de procesos complejos de alteración química, lo cual derivan minerales de alofán e imogolita. Paredes (2005) efectuó ensayos mineralógicos y microscópicos en muestras recogidas en las cercanías de Recinto, ubicación muy cercana a la zona de esta investigación. El autor referido sostiene que el suelo investigado, se compone de dichos minerales.

GROUP		EXAMPLES	MEANS OF IDENTIFICATION	COMMENTS ON LIKELY ENGINEERING PROPERTIES AND BEHAVIOUR
MAJOR GROUP	SUB-GROUP			
GROUP A Soils without a strong mineralogical influence.	(a) Strong macro-structure influence	Highly weathered rocks from acidic or intermediate igneous or sedimentary rocks	Visual inspection	This is a very large group of soils (including the "saprolites") where behaviour (especially in slopes) is dominated by the influence of discontinuities, fissures etc.
	(b) Strong micro-structure influence	Completely weathered rock, formed from igneous or sedimentary rocks	Visual inspection, and evaluation of sensitivity, liquidity index etc.	These soils are essentially homogeneous and form a tidy group much more amenable to rigorous analysis than Group (a) above. Identification of nature and role of bonding (from relic primary bonds to weak secondary bonds) important to understanding behaviour.
	(c) Little or no structural influence	Soils formed from very homogeneous rocks	Little or no sensitivity, uniform appearance.	This is a relatively minor sub-group. Likely to behave similarly to moderately over-consolidated soils.
GROUP B Soils strongly influenced by normal clay minerals	(a) Smectite (montmorillonite) group	Black cotton soils, and many similar dark coloured soils formed in poorly drained conditions.	Dark colour (grey to black) and high plasticity suggest soils of this group.	These are normally problem soils, found in flat and low lying areas, having low strength, high compressibility, and high swelling and shrinkage characteristics.
	(b) Other clay minerals ?			Likely to be a very minor sub-group.
GROUP C Soils strongly influenced by clay minerals essentially found only in residual soils	(a) Allophane sub-group	Soils weathered from volcanic ash in the wet tropics and temperate climates	Position on Plasticity Chart, and irreversible changes on drying.	Characterised by very high natural water contents and Atterberg Limits. Engineering properties generally good, though in some cases high sensitivity may make earthworks difficult.
	(b) Halloysite sub-group	Soils often derived from volcanic material, especially tropical red clays.	Reddish colour, well drained topography, and volcanic origin are useful indicators.	These are generally very fine grained soils of low to medium plasticity, and low activity. Engineering properties generally good. (Note that there is often some overlap between halloysite and allophane clays).
	(c) Sesquioxides - gibbsite, goethite, haematite.	Laterites, or possibly some red clays referred to as "lateritic" clays.	Non-plastic or low plasticity materials, generally of granular, or nodular appearance.	This is a very wide poorly defined group, ranging from silty clay to coarse sand and gravel. Behaviour ranges from low plasticity silty clay to gravel. These materials are the end products of a very long weathering process.

**Figura 1:**Características de los grupos de suelos residuales.

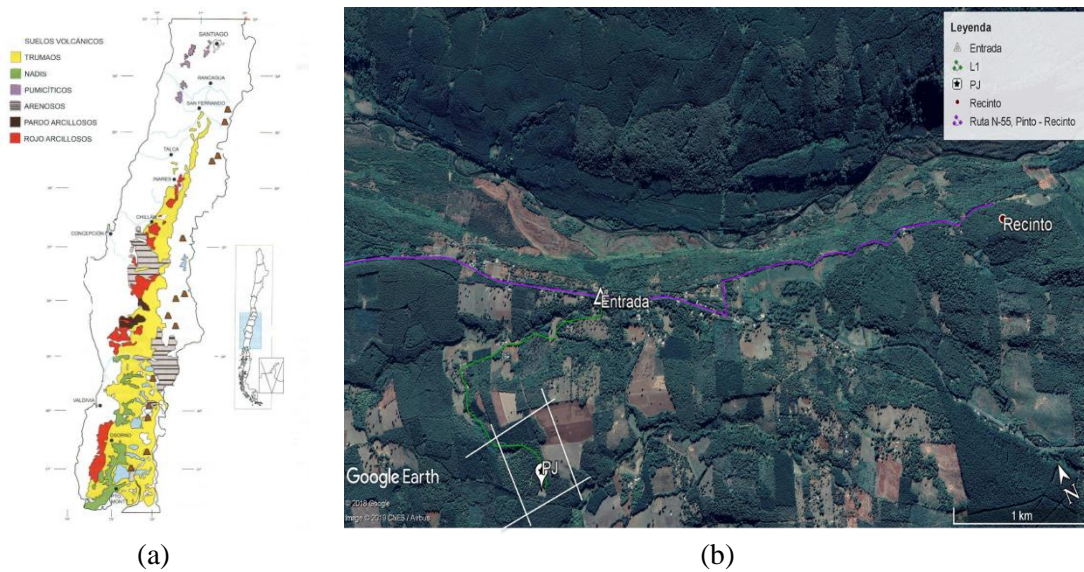
Fuente: (Wesley, 2009)

Chile se encuentra ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico, al igual que varios otros países de Oceanía y Sudamérica, por lo que presenta una elevada actividad sísmica y volcánica. La geomorfología del país se debe principalmente a la subducción de la placa de Nazca por debajo de la Sudamericana (Verdugo, 2008).

Una de las consecuencias del elevado volcanismo en Chile es que existe una extensa área en las que se pueden encontrar suelos derivados de ceniza volcánica (ver Figura 2 (a)) (Besoin, modificada en Paredes (2005). Estos suelos se ubican principalmente en algunos sectores de la cordillera de la costa, así como en zonas de la depresión intermedia y pre-cordillera, (Verdugo, 2008). El trumao se encuentra fundamentalmente en la zona precordillerana de las regiones ubicadas al sur de la región del Ñuble, (ver Figura 2 (a)).

A partir de lo indicado anteriormente, cabría esperar que estos tipos de suelo fuesen en su mayoría de tipo sedimentarios, debido a que se dispusieron en su posición actual transportados desde un volcán. En algunos casos podrían efectivamente clasificarse como sedimentarios, sin embargo, debido a su meteorización – principalmente química- producida a lo largo de miles de millones de años es que extensos depósitos de cenizas volcánicas con presencia de vidrio volcánico se clasifican como suelos residuales (Verdugo & Paredes, 2005)

El lugar de estudio se ubica en las cercanías de Pinto. Para acceder al sector se debe tomar la ruta N-55 que va desde Chillán a las Termas de Chillán. En el km 15 se toma un desvío de unos 3 km. La Figura 2(b) muestra la localización de la zona de estudio. La certeza de encontrar este tipo de suelos en esa zona se debe a la realización de ensayos de laboratorio e in-situ previos en dicha zona. En el apartado de metodología se presenta en detalle la localización de las calicatas y otros ensayos in situ efectuados.



(a) (b)  
 Figura 2: Suelos de origen volcánico en Chile.  
 (a) Distribución de suelos Volcánicos en Chile, (b) Zona de investigación.  
 Fuente: (a) Besoain, modificada en Paredes (2005) (b) Google Earth.

### 1.1 Propiedades índice, clasificación y compactación de la ceniza volcánica

En la clasificación del trumao mediante el sistema USCS requiere tomar ciertas precauciones, debido a la alteración de la estructura del suelo al someterlo al secado. Paredes (2005) determinó que, aun cuando el trumao sea secado al horno a 110 °C, no modificó su clasificación según la UCSC -dando como resultado MH en ambos casos-. Se observaron sustanciales cambios en su plasticidad (LL, LP e IP). Por ejemplo, el límite líquido promedio obtenido en una muestra inalterada es de 100, mientras que en la seca al horno a 110°C alcanzó un porcentaje de 60 (ver Figura 3). Es por ello que se recomienda tener precaución en la preparación previa de los ensayos en este tipo de suelos.

Por otro lado, los resultados obtenidos en ensayos de granulometría no sirven como indicador para determinar si el suelo en estudio corresponde a una ceniza volcánica (Paredes, 2005). La fracción fina se estudia mediante el análisis del hidrómetro, obteniéndose resultados discutibles, debido a la ineficacia del desfloculantes en la separación de las partículas alofánicas (Paredes, 2005). Lo anterior coincide con lo presentado por Romero et al. (2018).

La Tabla 1 resume los resultados de otras investigaciones correspondientes a muestras de trumao recogidas en las cercanías de Chillán. Los ensayos son: límites, gravedad específica, humedad natural y peso específicos, además un ensayo de permeabilidad. La tabla 1 muestra rangos de humedades de 51 a 124 %, también los valores de gravedad específica están entre 2.43 a 2.63 para estado seco, mientras que los resultados para estado natural están en un rango de 2.49 a 2.78. Por último, Paredes (2005) entrega un coeficiente de permeabilidad de un orden de magnitud de  $10^{-6}$  m/s, este valor encuentra en un rango de arenas finas y limos (Terzaghi et al., 1996).

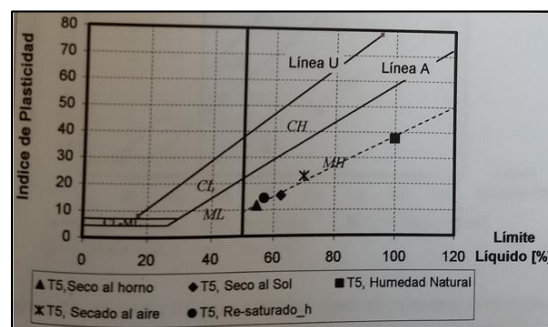


Figura 3: Carta de plasticidad con muestras de trumao de Chillán. Fuente: Paredes (2005).  
 Tabla 1: Resumen propiedades índice estudios anteriores en las cercanías de Chillán.

Ensayo (Unidades)	Límite líquido	Gravedad específica		Humedad natural	Peso específico seco	Permeabilidad
		Secado	Estado natural			
Autor investigación	(%)			(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(m/s)
Paredes (2005)	60-100	2.63	2.78	51-75	6.5-8.5 *	1.8-2.0x10 <sup>-6</sup>
Verdugo (2008)	60-160			87.3-124.2	5.20-5.79**	
González (2012)	96	2.61	2.71	70.6-78.1	12.6	-
Romero (2018)	<110	2.43	2.49	58-65	6.03-8.69***	-

\* Respecto a los resultados de tabla 1, Paredes (2005) determino estas propiedades en base al método de la parafina de bloques extraídos de terreno.

\*\* Verdugo (2008) basa sus resultados en probetas para ensayo triaxial consolidado no drenado.

\*\*\*Romero et al. (2018) entregan sus resultados en base a una serie de ensayos que incluyen; corte directo, compresiones no confinadas, etc. para los cuales se midió las densidades secas y humedades naturales en probetas inalteradas y fabricadas.

Wesley (2009) y Verdugo (2008) identificaron variaciones de la curva Proctor a medida que se modifica el procedimiento de secado de una muestra de trumao. En general, se advierte que a medida que se procede a secar el material de forma más lenta (secado al aire y a la sombra) se alcanza una densidad máxima compactada seca (DMCS) menor que en el caso de utilizar en el mismo suelo un secado más rápido (secado al horno a 100°C). Lo contrario ocurre con la humedad óptima, la que en aquellas muestras secadas más lentamente se obtienen humedades mayores que en las más rápidas.

## 1.2 Antecedentes de la mecánica de suelos

En general, el suelo está compuesto por tres fases (partículas sólidas, agua y aire) según Terzaghi et al. (1996). En general la mecánica de suelos estudia el suelo completamente saturado. El principio fundamental que rige este tipo de materiales corresponde al concepto de tensión efectiva, propuesto por Terzaghi. La tensión efectiva del suelo se relaciona directamente con la fuerza intergranular entre partículas de suelo y se obtiene restándole a la fuerza aplicada al terreno la correspondiente a la presión de agua.

Un segundo concepto importante tiene que ver con la permeabilidad del suelo y la velocidad de aplicación de la carga. Al aplicar una carga vertical hacia abajo a una velocidad rápida en la superficie del terreno sobre suelos gruesos (grava o arena) las partículas de suelo resisten casi instantáneamente la fuerza aplicada (el agua drena rápidamente, dada la elevada permeabilidad), mientras que en los finos (limo o arcilla) la fuerza aplicada en superficie es resistida inicialmente por el agua (baja permeabilidad e imposibilidad de drenar rápidamente). Un ejemplo de los comportamientos de suelos en condición drenada y no drenada se presenta en figura 4.

En figura 4 (b) se observa el comportamiento del suelo al aplicar una carga en condición no drenada. En el instante de tiempo inicial todo el esfuerzo es resistido por la presión de agua en los poros. Como resultado, el suelo tiene volumen constante, pero a medida que transcurre el tiempo, el exceso de presión de poros se ira disipando en una curva decreciente. En paralelo, el suelo tendrá variación de volumen al mismo tiempo que se disipa el exceso de presión de poros. La tensión efectiva aumentara a medida que el suelo disipa presión de poros hasta alcanzar el incremento de tensión aplicado.

En la figura 4 (c) muestra el comportamiento en condiciones drenadas. Para que esto ocurra se debe efectuar un incremento de tensión total de forma gradual. Como consecuencia, el exceso de presión de poros será nulo y el suelo experimentará variaciones volumétricas desde que se aplica el incremento de tensión.

En el contexto de los suelos residuales, Wesley (2010) sostiene que el comportamiento geotécnico de los suelos residuales en descarga difiere de los suelos sedimentarios. En la figura 4 (c) se observa el comportamiento geotécnico no drenado para una arcilla residual y la comparación con el comportamiento típico de un suelo sedimentario, asociado a una construcción ver Figura 4 (c).

El investigador referido plantea que la variación de los esfuerzos no sigue una relación monótona como es el caso de suelos sedimentarios. Además, el autor propone la ocurrencia de peaks y valles, los cuales serían el resultado de la influencia de las estaciones climáticas del año y de eventos como tormentas (Wesley, 2010). La implicancia más importante es que el suelo presenta variaciones en la tensión efectiva. Al final de la construcción, la tensión efectiva es menor en comparación con un suelo sedimentario y se observa un ascenso periódico de tensiones efectivas.

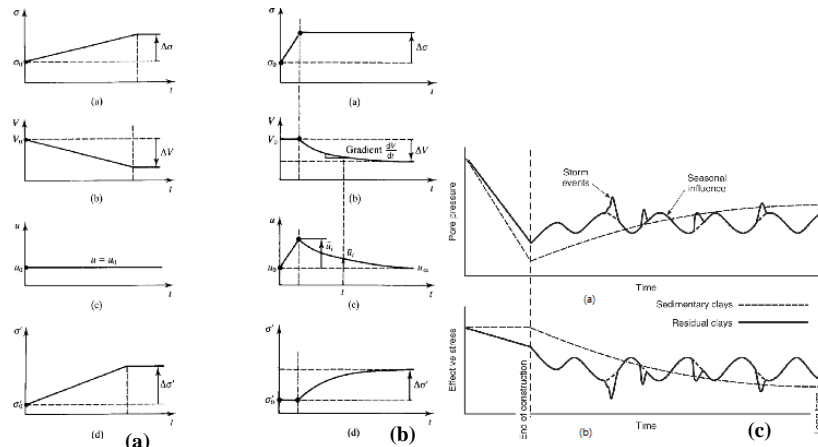


Figura 4: Comportamiento geotécnico de suelos sedimentarios y residuales: Drenado (a) y No drenado (b), Descarga en arcilla sedimentaria y residual (c).  
 Fuente: Modificada de (Atkinson, 2007) y (Wesley, 2010)

El asentamiento de un suelo se produce, después de la aplicación de la carga, debido a los siguientes tres fenómenos: asentamiento instantáneo (elasticidad), consolidación primaria y consolidación secundaria. A continuación, se explicará brevemente cada una de ellas.

A modo general se explicarán algunos conceptos de la mecánica de los medios continuos. Esta rama de la ingeniería estudia el comportamiento tenso-deformacional de un cuerpo en equilibrio estático, bajo tensiones internas y externas, considerando la matemática infinitesimal. Es importante señalar que un cuerpo rígido cumple las leyes de equilibrio estático, compatibilidad de deformaciones y se relacionan las tensiones y las deformaciones mediante un modelo constitutivo del material.

El modelo constitutivo más utilizado -en materiales y en geotecnia- es la elasticidad lineal de Hook, la que relaciona las tensiones con las deformaciones por medio de la ecuación (1) (Atkinson, 2014). Considerando el suelo como un material elástico lineal e isotrópico<sup>4</sup>, la expresión de la ecuación (1) solo necesita 2 variables para definir todas las constantes dependientes (Potts & Zdravković, 1999).

$$[\delta\sigma_{ij}] = [S][\delta\epsilon_{ij}] \quad (1)$$

Donde  $\delta\sigma_{ij}$  es vector columna de incrementos de tensiones, S es la matriz de constantes elásticas de material isotrópico y  $\delta\epsilon_{ij}$  es la matriz de incrementos de deformación.

En general dichas constantes son el módulo de deformación (E) y el módulo de Poisson, aunque también se pueden determinar el módulo de corte (G), módulo de deformación volumétrica (K), constante de Lamé ( $\lambda$ ), etc. A partir de la teoría de la elasticidad se puede relacionar el módulo de corte  $G_0$  para pequeñas deformaciones con el módulo de deformación (E) y el módulo de Poisson ( $\nu$ ) de la siguiente forma (ver ecuación (2)):

<sup>4</sup> El suelo en esencia sigue un comportamiento anisótropo, ver Potts & Zdravković (1999) p.97.

Finalmente, el módulo de corte in situ para pequeñas deformaciones sigue la siguiente relación (ver ecuación (3))

$$G_0 = E/2(1 + \nu) \quad (2)$$

$$G_0 = \gamma V_s^2/g \quad (3)$$

Donde  $\nu$  es el coeficiente de Poisson,  $G_0$  es el módulo de corte máximo,  $\gamma$  es el peso específico del material,  $v_s$  es la velocidad de ondas de corte y  $g$  es la aceleración de gravedad.

La interpretación del ensayo de compresión triaxial se analiza efectuando la hipótesis de que existe un eje de simetría – o también llamado eje de revolución- efectuando la hipótesis de un cuerpo en axil simétrico, es decir, de que la tensión principal intermedia es igual a la tensión principal menor ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ). La ecuación representa la relación entre la deformación volumétrica ( $\epsilon_{vol}$ ) y desviadora ( $\epsilon_s$ ) con respecto a la axial ( $\epsilon_a$ ) y radial ( $\epsilon_r$ ) (Atkinson, 2014).

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{vol} \\ \epsilon_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 2 \\ -2/3 & -2/3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_a \\ \epsilon_r \end{bmatrix} \quad (4)$$

Donde  $\epsilon_{vol}$  es la deformación volumétrica de un ensayo drenado y  $\epsilon_s$  es la deformación desviadora.

El segundo fenómeno que produce asentamiento es la consolidación primaria, la cual consiste en un asentamiento en el tiempo debido a la disipación de presión de poros en condiciones drenadas. El tiempo para que el exceso de presión de poros sea disipado depende de la permeabilidad del suelo (Lambe & Whitman, 1991). Esta teoría clásica es típica de suelos de origen sedimentario, donde las correcciones para estimar los parámetros edométricos son consistentes. En el caso de una muestra de trumao inalterado sometida a una consolidación isotrópica, la consolidación primaria ocurre en un tiempo reducido. Además, el método de Taylor y Casagrande entrega valores discutibles de  $t_{90}$  y  $t_{50}$  respectivamente. Por último, la tensión de pre-consolidación de un ensayo edométrico unidimensional no se aprecia con claridad.

Wesley (2009) propone determinar la tensión de pre-consolidación mediante la en escala normal tanto en el eje de las abscisas (tensión efectiva vertical) como en el de las ordenadas (índice de vacíos), a diferencia de lo usualmente utilizado en los suelos sedimentarios en mecánica de suelos clásica. Cabe señalar que en la forma tradicional de determinación no se advierte claramente el punto de inflexión. Wesley (2009) propone que la tensión de pre-consolidación en este tipo de suelos se debe a procesos geológicos y no a una historial de tensiones mayor al actualmente. Paredes (2005) y Verdugo (2008) confirman dicho comportamiento para una ceniza proveniente de los alrededores de Pinto.

En general, lo suelos alofánicos presentan un comportamiento de un suelo sobre consolidado, teniendo importancia la microestructura del suelo, tales como la imogolita y el alofán. Paredes (2005) obtuvo un rango de tensión de pre-consolidación entre 1 y 3 kgf/cm<sup>2</sup> para una ceniza proveniente de Chillán.

Finalizado el análisis general de los fenómenos de asentamiento, a continuación se revisarán los criterios de rotura de suelo. La resistencia al corte de un suelo es a la capacidad resistir esfuerzos tangenciales y normales en un plano de falla definido por las características del material (Lambe & Whitman, 1991). El criterio de rotura más utilizado en geotecnia es el de Mohr-Coulomb.

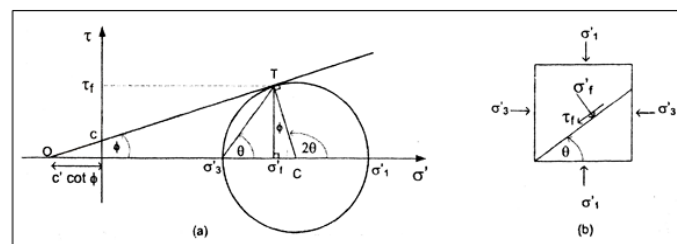


Figura 5: Representación de estados tensionales de un suelo, (a) Circulo de Mohr, (b) Segmento en plano de falla. Fuente: Villalobos (2014), modificada en Rojas (2016).

El ensayo de compresión triaxial consiste en someter una probeta cilíndrica a tres tensiones principales controladas, dos de ellas idénticas ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) y la tercera corresponde a la aplicación de una fuerza desviadora, para estudiar el comportamiento tenso-deformacional de un suelo saturado en condiciones drenadas y no drenadas. Existen tres modalidades de este ensayo: consolidado drenado (CD), consolidado no drenado (CU), y no consolidado no drenado (UU). El ensayo consta de tres etapas principales: i) saturación, ii) consolidación, y iii) corte. La diferencia de cada una de las modalidades de ensayo depende principalmente de las fases de consolidación y corte. En este trabajo se empleará únicamente el ensayo de compresión triaxial consolidado drenado, siendo este explicado en mayor detalle en la metodología.

Una de las ventajas de este ensayo es que permite reproducir las condiciones geotécnicas insitu del suelo, es decir, replicar las tensiones de confinamiento, comportamiento drenado o no drenado, etc.

La Tabla 2 recoge un resumen de los parámetros resistentes y de estado de suelos alofánicos. En relación a las propiedades resistentes, Wesley (2009) obtuvo ángulos de fricción interna entre los 30 y 40° para cenizas volcánicas de Indonesia. Paredes (2005) determinó ángulos de rozamiento interno entre 25 y 35°, así como González (2012) entre 37-39°, ambos para cenizas volcánicas de Chillán. Por su parte, Romero et al. (2018) obtuvo valores entre 16 y 30° para el Trumao de Chillán.

Tabla 2: Resumen propiedades resistentes estudios anteriores

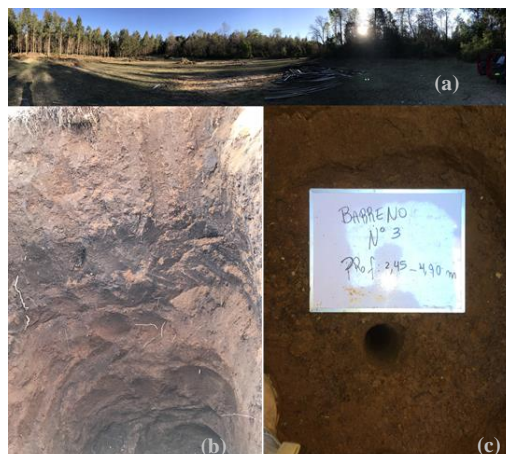
Parámetros	Ángulo de fricción	Cohesión	Humedad	Densidad	Ensayos
Unidad	$\phi$ (°)	C (kPa)	natural	seca	
Autor			(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	
investigación					
Paredes (2005)	25-35	49-8.	-	0.63-0.69	Tx CID
Verdugo (2008)	39-43	-	78.1-124.2	5.49-7.06	Tx CIU
Wesley (2009)	30-40	-	-	-	Tx CIU
González (2012)	39-37	0-20	-	5.29-7.75	Tx CIU
Romero (2018)	16-30	13.7-3.5	64-71	5.98-7.16	Tx CIU

## 2. METODOLOGÍA

La metodología se ha dividido en tres grandes partes: i) campaña geotécnica, ii) ensayos de laboratorio, y iii) análisis de resultados. A continuación, se comienza describiendo la campaña de ensayos de terreno.

### 2.1 Campaña de ensayos de terreno

Se efectuó una campaña geotécnica en la zona de estudio antes mencionada, (ver Figura 2 (b)), realizada en septiembre del 2018, la cual tiene por objetivo; conocer el subsuelo, describirlo geotécnicamente y obtener material para ensayos de laboratorio. Para ello se realizaron 2 actividades principales: prospección calicata de forma manual con obtención de bloques de suelo y sondeo modalidad barreno en los alrededores de la zona de explanada. Lo anterior se puede apreciar en **Figura 6**.



**Figura 6:** Campaña geotécnica: (a) zona investigación, (b) calicata manual (c) barreno.

## 2.2 Ensayos de Laboratorio

Este apartado describe los ensayos y procedimientos ejecutados para clasificar geotécnicamente el suelo en estudio. Se toman los resguardos para no secar el suelo.

Los procedimientos de laboratorio fueron efectuados bajo normativa nacional vigente, pero cuidando no afectar la estructura del suelo por secado.

Las muestras obtenidas insitu, fueron almacenadas en el lugar más húmedo del laboratorio de geotecnia de la UCSC, a modo de preservar la humedad de los bloques.

Posteriormente, se efectuaron ensayos de clasificación bajo normativa nacional vigente. Los ensayos realizados son: gravedad específica método húmedo y vía seca, humedad natural de bloque de varias profundidades.

## 2.3 Ensayos de caracterización geotécnica: Triaxial CD

Antes de efectuar el ensayo es recomendable verificar: el estado del compresor y bomba de vacío, las conexiones de aire, el estado de la membrana de latex y blader. También despichar el aparato de cambio volumétrico y transductor de presiones de poros y que la cámara triaxial quede correctamente ensamblada, por mencionar algunos aspectos.

Se puede definir sub- procedimientos, referentes a la preparación previa y puesta en marcha del ensayo. La realización del ensayo como cada una de las sub etapas efectuadas se fundamentan según lo expuesto en ASTM D7181-11.

### 2.3.1 Tallado de probetas

De los bloques extraídos se obtuvieron probetas inalteradas mediante tallado manual, cuidando mantener una relación mínima entre altura/diámetro de 2 a 2.5 para cumplir con lo estipulado en el apartado 6.1 de ASTM D7181-11. El tallado fue realizado con los materiales disponibles en el laboratorio de geotecnia de la universidad.

Según lo conversado con el profesor guía de este trabajo, las probetas obtenidas se embalaron con PARAFILM, debido a que se cuenta con experiencia previa que su uso tiene buenos resultados a efecto de mantener la humedad de los especímenes.

Finalmente, del material cortado se obtiene: humedad natural, peso húmedo y dimensiones de las probetas para obtener las densidades y relaciones índice iniciales.

### 2.3.2 Desairear agua potable

Esta etapa es importante porque el fluido con el que se suministra todos los componentes de presión hidráulica es agua; por lo que al tener burbujas en el sistema obstruye los conductos, pudiendo generar anomalías como aumento de presiones de poros, fugas y disminución de volumen en los blader.

En la fase de saturación, agua “sin burbujas” debe ser percolada a la probeta, de esta forma se puede asegurar que los vacíos están ocupados solo por agua<sup>5</sup>.

Por tanto, se debe realizar este proceso de forma obligatoria y considerando por lo menos 30 minutos. Luego, se procede a suministrar agua a todo el sistema, es decir, aparato de cambio volumétrico, los blader y finalmente a la cámara.

### 2.3.3 Suministro de aire comprimido

El ensayo requiere de aire comprimido desde una fuente limpia, por lo que se precisa de un compresor de una capacidad mínima de 9 Bar.

---

<sup>5</sup>Esta aseveración es solo una idealización, debido a que difícilmente se puede expulsar la totalidad de aire de la probeta. En la práctica, se disminuye el volumen de aire al comprimirlo con incrementos de presión, en la fase de saturación.

#### 2.3.4 Preparación y montaje

El espécimen fue montado en la cámara según lo estipulado en el punto 7 de la norma ASTM, mediante montaje en seco y húmedo para efectuar comparaciones.

Se dispone en la parte inferior y superior, de un conjunto de piedras porosas y papel filtro. Luego, se envuelve la probeta en una membrana de latex y finalmente se coloca el cabezal. Lo indicado se aprecia en Figura 7 (a), donde se observa un esquema de la cámara triaxial, con la probeta montada, y los elementos antes mencionados.

#### 2.3.5 Fase saturación

La etapa de saturación es crucial, dado que el objetivo del ensayo es medir la resistencia al corte de un suelo saturado en condiciones drenadas o no drenadas. Para ello, se requiere que el volumen de vacío del suelo sea ocupado en su totalidad por agua. En primer lugar, se debe expulsar el aire presente en la probeta. En este sentido la norma ASTM D7181-11 en el apartado 8.22 indica que se debe realizar la extracción del aire mediante la percolación de agua desaireada por las líneas superiores e inferiores, indistintamente. En este punto, dado la experiencia proporcionada por los profesores del laboratorio de geotecnia de la universidad, se realizaron algunos procedimientos adicionales con el fin de obtener mejores resultados.

En la experiencia chilena referente a ensayos triaxiales, se ha destacado la disminución del tiempo de saturación por medio de incluir CO<sub>2</sub> antes de percolar agua desaireada. Algunos autores como Verdugo (2008), destacan la reducción en el tiempo de saturación en triaxiales CIU de trumao de Chillán. Adicionalmente, Rojas (2016) reafirmó lo anterior, donde él propone un procedimiento práctico para percolación de fluidos, los cuales conciernen al frente de saturación.

Se define el frente de saturación, como el recorrido que tendrá el CO<sub>2</sub>/agua, primero en las líneas inferiores para luego permitir el flujo hacia arriba, finalmente se saturan las líneas superiores (Rojas, 2016). En forma paralela con el fin de mantener la estructura de la probeta, se debe aplicar una presión de cámara  $\sigma_3$  la cual debe ser menor a 35 kPa de acuerdo a lo estipulado por 8.2.2 de la norma. En consecuencia, considerando la fragilidad del suelo se fija una presión de cámara de entre 10-11 kPa.

A pesar de la evacuación de aire del espécimen mediante la percolación de agua desaireada, es poco probable conseguir la saturación completa de la muestra, por lo que se procede a comprimir el aire restante, de manera de disminuir el espacio que ocupa en los vacíos del espécimen. Este proceso se realiza en la fase de contrapresión, antes se debe hacer un paréntesis para explicar la forma de medir la saturación de la probeta.

En la práctica es difícil conseguir un 100 % de saturación del espécimen por tanto, para medir el porcentaje de saturación de la probeta, se utiliza el parámetro B de Skempton, el que relaciona lo expresado en la ecuación (5), donde  $\Delta u$  se refiere al cambio en la presión de poros, y  $\Delta \sigma_3$  a un cambio en la presión de cámara, bajo condiciones no drenadas (Villalobos, 2014).

La fase de contrapresión se refiere a realizar incrementos sucesivos de contrapresión y presión de cámara manteniendo la tensión efectiva fijada, dichos incrementos deben ser menor a la presión de confinamiento referente a la fase de consolidación (Rojas, 2016).

Una vez realizado el incremento de presión se mantiene por un minuto, se cierra el drenaje y se mide el cambio de presión de poros, calculando el parámetro B. El valor de la unidad representa el 100 % de saturación. Experimentalmente, esto es difícil de alcanzar, por lo que se busca alcanzar valores cercanos, es decir, mayores al 95 %, de acuerdo a lo estipulado por ASTM D7181.

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \quad (5)$$

En el marco de la presente investigación se realizaron incrementos de 25 kPa hasta un tope de 300 kPa de contrapresión, de manera de obtener B mayores a 0.95. En particular para esta investigación, el proceso de saturación de los especímenes ensayados contempla alrededor de 12 horas.

### 2.3.6 Consolidación

Esta fase se realiza la compresión isotrópica de la probeta para ello, se selecciona la tensión de confinamiento deseada, partiendo de la base geotécnica, es decir, confinamiento insitu, historial de tensiones y el efecto de la presión de consolidación en el comportamiento resistente en la fase de corte.

La tensión a elegir es efectiva, es decir, la presión de cámara a ingresar debe disminuirse por la presión de poros hasta ese momento. Lo anterior es posible porque se abren las válvulas de drenaje y se permite el flujo en el aparato de cambio volumétrico, el cual ira midiendo la variación de volumen.

De este modo, se puede construir la curva de consolidación en el tiempo, lo que indica las fases de consolidación primaria y secundaria en la probeta. Cabe señalar, que el tiempo de consolidación no es arbitrario, y obedece al comportamiento geotécnico de la muestra.

Como resultado, el equipo ira construyendo la curva de consolidación raíz del tiempo y log del tiempo vs cambio volumétrico, lo que permite estimar la velocidad de deformación en la etapa de corte.

Las tensiones de cámara efectiva a las que se someterán las probetas del presente estudio son: 50,100,150 y 300 kPa. La elección de estas tensiones tiene por objetivo exhibir los comportamientos normalmente consolidado, ligeramente y fuertemente preconsolidado en la fase de corte. Además, se podrá comparar los resultados con los estudios anteriores, donde se espera exista similitud de comportamientos entre la investigación de Paredes (2005), y la presente investigación.

Rojas (2016) sostiene que existen criterios para dar finalizada la consolidación, algunos de ellos son; la disipación completa o parcial de presión de poros, haber alcanzado gran parte de la consolidación primaria, que al cerrar la llave de paso no exista variación de presión de poros, por mencionar algunos aspectos.

En particular la presente investigación considera un tiempo de consolidación de al menos 2 horas hasta 4 horas. Lo anterior, se fundamenta en el comportamiento exhibido por el trumao en ensayos de calibración en probetas inalteradas y fabricadas.

### 2.3.7 Corte

Esta es la etapa final en lo que refiere al ensayo, aquí se lleva a falla a la probeta someténdola a un esfuerzo desviador, superando la tensión isotrópica de consolidación. En el caso de un ensayo triaxial CID, se van midiendo en paralelo; la deformación axial por medio de un LVDT instalado en la parte superior de la cámara, además, el cambio de volumen de la probeta, por medio del aparato de cambio volumétrico (Rojas, 2016).

Las mediciones fueron realizadas con una frecuencia de 0.05 mm de desplazamiento para cumplir con lo estipulado en 8.4.2.1 de ASTM D7181-11.

La velocidad con que subirá el servomotor, se selecciona de acuerdo a los antecedentes geotécnicos del suelo. Por un lado, al tomar como referencia parámetros  $t_{90}$ ,  $t_{100}$ , relacionados a las curvas de consolidación, se puede estimar y la velocidad con que subirá el servomotor.

Sin embargo, al calcular el desplazamiento por minuto según la norma, el valor resultante es del orden de 0.006 mm/min lo cual es demasiado bajo en comparación a lo planteado por Paredes (2005). Por tanto, la velocidad seleccionada para esta investigación es de 0.025 mm/min.

La elección se basa principalmente en dos aspectos: por un lado, el tener un punto de comparación, es decir, la misma modalidad de ensayo y suelo investigado por Paredes (2005), además, la repetibilidad de ensayos, ya que se realizaron tres experimentos semanales.

Finalmente, Para estimar la tensión desviadora se deben realizar correcciones. En esta línea se debe considerar las variaciones de altura y volumen durante el ensayo. Otro punto a considerar es incluir la corrección por membrana. Lo anterior se realizó según lo estipulado en el apartado de 10 de ASTM D7181-11, considerando el área corregida por el método A, y corrigiendo la tensión desviadora por la elasticidad de la membrana de látex, para más información referirse a 10.2.2.1 y 10.3.3.2 de ASTM D7181-11.

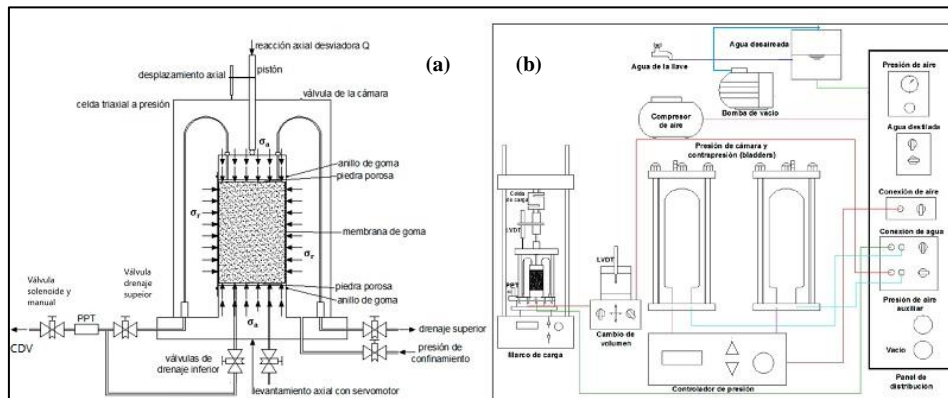


Figura 7: Esquema ensayo triaxial laboratorio UCSC, (a) diagrama cámara, (b) Equipamiento requerido para ensaye. Fuente: Modificada de Villalobos (2014).

## 2.4 Procesamiento de datos

Una vez realizados los ensayos se procede a suavizar las curvas para eliminar las variaciones atípicas presentes en las mediciones y obtener curvas que permitan interpretación. Para ello se probaron diversos métodos de suavización algunos típicos como como media móvil, y otros más sofisticados como: polinomial linear, quadratic polynmial, interpolación lineal, cubica y smoothspline, donde este último entrego los mejores resultados. Cabe señalar que los métodos antes mencionadas corresponden a rutinas incorporadas en programas computacionales como Excel y MATLAB

El trabajo realizado con Smooth spline fue generar una curva suave que pase por la concentración de puntos característicos, y que permita obtener como resultado una curva monótona. Posteriormente, se aproxima la curva con métodos de interpolación spline cúbico en una vecindad  $[x_0, x_1]$ , con el fin de obtener una función en dicho intervalo que permita aproximar pendientes secantes a la curva en los puntos de interés.

Con todo lo anterior, se obtuvieron los parámetros resistentes y deformacionales, según lo expuesto en el apartado 0 de la presente investigación. Los parámetros de deformaciones calculados son: E rotura  $E_{rot}$ , E inicial  $E_0$  y Poisson  $\nu$ . Por un lado, se verificará la linealidad entre las relaciones elásticas y su variación con la profundidad, el confinamiento y relaciones empíricas. Por último, se comparan los resultados con investigaciones anteriores.

## 3. RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 3.1 Campaña geotécnica

Se efectuó una prospección calicata de dimensiones 2.5 x 1.5 hasta una profundidad 2.45 m. Por otro lado, se realizaron 4 barrenos bordeando el sector, además de un barreno en el interior de la calicata hasta una profundidad de 6.50 metros respecto al nivel de terreno. Las características del material encontrado se resumen en tablas 3 y 4.

Tabla 3: Resumen horizontes prospección calicata

Prospección	Calicata			
Horizontes	H-I (0.00-0.15)	H-II (0.15-1.50)	H-III (1.50-1.70)	H-IV (1.90-2.45)
Descripción	Material vegetal	Limo	Limo	Limo
Color	Café oscuro	Café amarillento	Café amarillento	Café amarillento
Humedad	-	Media a alta	media	Baja a media.
Plasticidad	-	Media a alta	Media	Media
Consistencia	-	Blanda	Blanda a Media	Media
Estructura	Raíces, raicillas	Raicillas	Vetas negras 10 %	Vetas negras 20 - 40 %
Bloques	-	M1-M2-M3	M4-M5-M6-M7	M8-M9-M10
Nivel freático	No se detectó			

Tabla 4: Resumen propiedades prospección Barreno.

Prospección	Barreno			
	H-1 (0.00-0.22)	H-2 (0.22-2.04)	H-3 2.04-4.04)	H-4 (4.04-6.50)
Descripción	Material vegetal	Limo	Limo	Limo
Color	Café oscuro	Café oscuro - amarillento	Café amarillento	Café amarillento
Humedad	-	Media a alta	Media a baja	Media-baja
Plasticidad	-	Media a alta	Media	Baja a media
Consistencia	-	Blanda	Blanda a Media	Media
Estructura y Obs.	Raíces, raicillas.	Pocas vetas negras	Inter. vetas negras	vetas negras, inter. Limo H-2

En la fecha de exploración no se detectó nivel freático. En general el sector presenta una vasta zona con presencia de limo café oscuro amarillento, donde por las características visuales y al tacto presumiblemente se trataría de trumao. Respecto a lo expuesto en Tabla 3 y 4 se desprende que en general existen principalmente dos tipos de unidades: U-1 ubicada entre los 0.15 a 1.70 metros, consistencia blanda a media, humedad media a alta, plasticidad media a alta y U-2 ubicada entre 2 a 7 metros, de consistencia media, plasticidad baja a media, humedad baja a media y entre 20 a 40 % de intercalaciones de vetas negras.

Cabe destacar que desde los 2 metros hasta los 7.30 metros se detectaron intercalaciones de la unidad U-1, es decir, limo de consistencia blanda. En general las intercalaciones de limo blando son del orden de los 30 cm.

Según los resultados de exploración, se distinguen dos unidades principales. Respecto al aumento de la consistencia de la unidad U-2 se explica por la presencia de intercalaciones de rocas color negro de origen presumiblemente volcánico, las cuales le confieren consistencia a la unidad.

### 3.2 Ensayos de laboratorio

En este apartado se exponen los resultados de los ensayos de clasificación y caracterización geotécnica efectuados a los especímenes identificados como M-4, M-7 y M-10.

#### 3.2.1 Ensayos de Clasificación geotécnica

Los resultados de los ensayos para clasificar el material se exhiben en Tabla 5, los cuales se ensayaron de acuerdo a los procedimientos indicados en el manual de carreteras 2018 apartados 8.102.2 y 8.102.10. El material ensayado proviene del tallado de probetas para compresión triaxial.

Tabla 5: Resumen ensayos de clasificación geotécnica

ID muestra/ Profundidad	M-4 1.7 (m)	M-7 2.00 (m)	M-10 2.20 (m)
1.1 G.s Humedad natural	2.67	-	2.74
1.2 G.s Secado a 110 (° C)	2.28	2.33	2.24
2. Ens. Humedad natural (%) Secado a 110 ° C	75.6-100	55.7-57.4	54.3-58

En relación con Tabla 1 y Tabla 5, los órdenes de magnitud del suelo ensayado exhiben cercanía a lo enunciado por otros autores, en cuanto a rangos de Gs y de humedades iniciales, por tanto, se puede garantizar que el suelo ensayado corresponde a trumao de Chillán.

La determinación de la gravedad específica vía húmeda o con secado previo evidenció considerables diferencias. Lo anterior tiene como consecuencia más importante inducir diferencias en la determinación de las propiedades índice iniciales, y por lo tanto la densidad seca e índice de vacíos inicial.

En adelante, para los ensayos de compresión triaxial se fija un valor de Gs de 2.74.

### 3.2.2 Caracterización geotécnica: Ensayo Triaxial CD

No fue posible extraer probetas de los bloques correspondientes al segundo horizonte de calicata, debido a la presencia de raicillas en la estructura, lo que dificultó la extracción de probetas. Por tanto, solo se realizaron ensayos a los bloques de calicata identificados como H-III y H-IV (ver Tabla 3).

En cada bloque fueron talladas tres probetas como mínimo. Respecto al montaje vía húmeda o seca, no se logró identificar diferencias cuantificables.

El percolar C02 previamente tuvo excelentes resultados, permitiendo alcanzar parámetros  $B > 0.95$ , incluso a contrapresiones menores de 300 kPa. En efecto, se realizaron pruebas sin C02 y en algunos casos no fue posible llegar a un B de 0.95, al comprobarlo manualmente.

Al final de la fase de saturación la probeta sufrió una leve reducción de altura, en el momento de posar el cabezal para efectuar la lectura final. Esto se podría asociar a que la estructura del suelo se torne más blanda al estar saturado.

La etapa de consolidación tuvo una duración de entre 2 a 4 horas, pero en algunos casos fue menor debido a que el suelo dejó de exhibir variaciones de volumen, antes del tiempo estipulado.

El suelo manifestó un rápido tiempo de consolidación en el orden de: 1 a 2 horas para presiones de confinamiento de 50 kPa, 15 a 90 min para presiones de 100 a 150 kPa y 5 a 15 min para presiones de 300 kPa. Paredes (2005) sugiere que la causa sería la alta permeabilidad del suelo.

En el transcurso de algunos ensayos, se detectaron aumentos de presión de poros conforme transcurría la consolidación llegando incluso al valor de tensión de cámara aplicado. Lo anterior podría estar relacionado a una obstrucción de las paredes del blader, como consecuencia el aire no es traspasado al caucho y por consiguiente el blader no es capaz de conferir la presión deseada. Otra posibilidad es que las partículas filosas del suelo podrían haber dañado la membrana de látex, lo cual genera fugas en la interfaz. Otro aspecto posible es la probable obstrucción de los conductos debido a los finos que traspasan el papel filtro. Al ocurrir este fenómeno se daba por finalizada la fase de consolidación y se descartaba la probeta debido a que el suelo exhibe resistencias menores en la etapa de corte.

Por último, no fue posible estimar la tasa de deformación necesaria para la etapa de corte de acuerdo a lo estipulado en el punto 8.4.2 de ASTM D7181-11, por tanto, la tasa de deformación fue de 0.025 mm/min para tener un punto de comparación con la investigación de Paredes (2005).

Respecto a la etapa de corte se pueden mencionar los siguientes aspectos como resultado de la experiencia experimental, los cuales se enuncian en lo que sigue.

Las mediciones de desplazamiento fueron fijadas cada 0.05 mm de deformación para cumplir lo estipulado en el apartado 8.4.2.1 de ASTM D7181 -11. En este sentido, las frecuencias de lecturas fueron suficientes para representar la curva de comportamiento tensional del suelo, pero se evidencia la necesidad de ajustar la frecuencia de adquisición de datos a la capacidad de la celda de carga disponible del laboratorio de geotecnia, tomando en cuenta las condiciones geotécnicas del suelo, es decir si el suelo es blando, duro, etc.

Finalmente, Se observó que el programa de adquisición de datos no tiene incorporado las correcciones estipuladas en los puntos 10.2.2 al 10.4 de ASTM D7181 -11 como: corrección por membrana, área corregida y por consiguiente desviador corregido. Por tanto, las correcciones se realizaron manualmente antes de efectuar cualquier cálculo.

### 3.3 Análisis de los resultados

Un ejemplo de la incorporación del método de suavizado smooth spline en curvas experimentales se exhibe en Figura 8 (a) y (b), donde la línea continua roja es la curva suavizada y los puntos azules y verdes son los puntos medidos durante el ensayo.

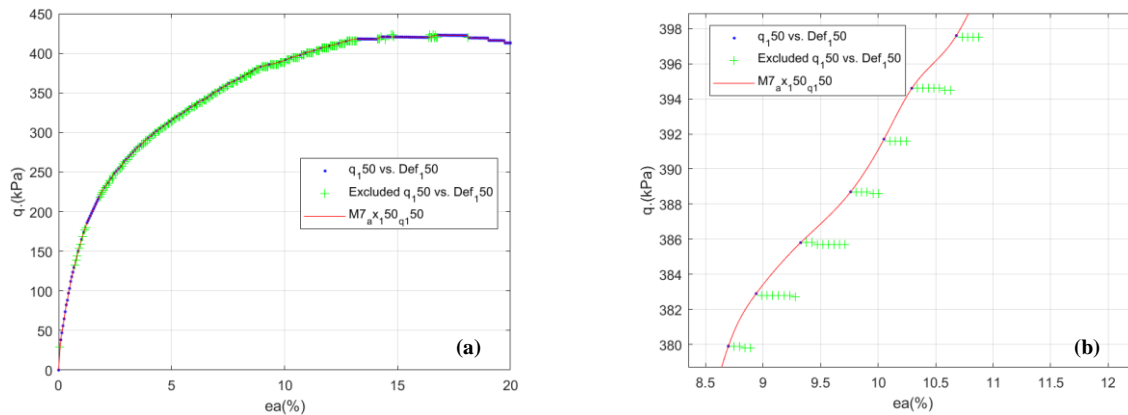


Figura 8: Puntos medidos y curvas experimentales suavizadas con smooth spline  
 (a) e.g curva de mediciones y curva suavizada, (b) e.g curva ampliada entre 8.5 y 11 de deformación axial.  
 Fuente: Elaboración propia.

De Figura 8 se desprende que el método utilizado es satisfactorio porque, permite suavizar y generar un comportamiento monótono de curva, además se pueden eliminar series de datos a elección. Por otro lado, el uso de la función de interpolación spline permite aproximar las curvas con el fin de obtener los parámetros deformacionales secantes, también los parámetros resistentes.

Las curvas experimentales ajustadas se exhiben Figura 9-13, donde se representan las relaciones tensionales en gráficos  $e_a - q$ , y en plano  $p' - q$ , también se esquematizan las relaciones de deformaciones  $e_a$  vs  $\epsilon_v$ .

El ensayo triaxial drenado efectuado a la probeta identificada como M-4 se presenta en la Figura 11, el cual fue realizado a tensiones de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa. En figura adjunta se puede ver simbología para identificar las curvas.

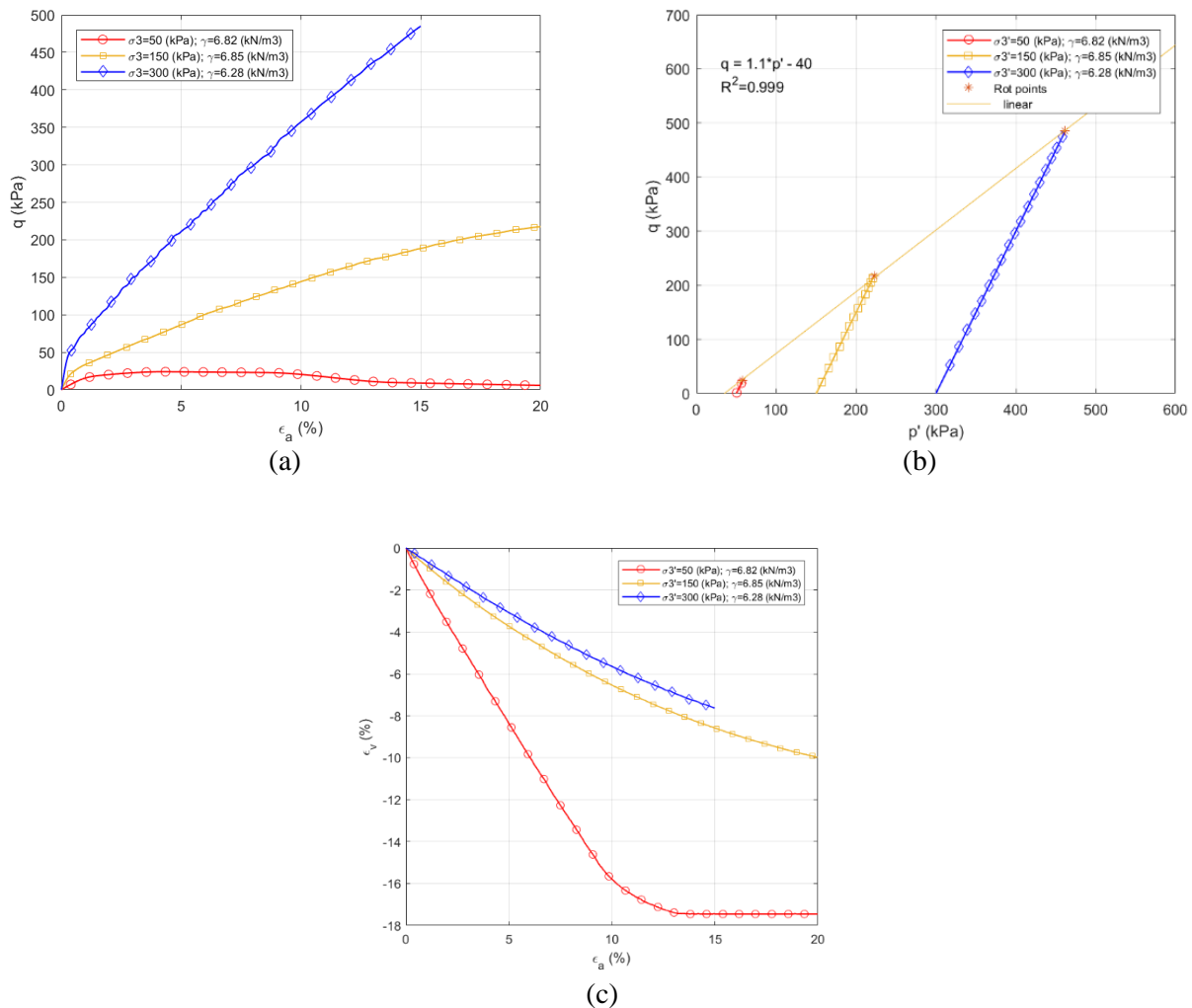


Figura 9: Curvas de comportamiento esfuerzo deformación en triaxial consolidado drenado (a) espacio  $\epsilon_a$  vs  $q$ , (b)  $p$ - $q$ ., (c)  $\epsilon_a$  vs  $\epsilon_v$  (%). Fuente: Elaboración propia.

Al examinar las curvas de tensiones de confinamiento de 150 y 300 kPa de la Figura 9 (a), se evidencia un aumento monótonico de tensiones, conforme se incrementa la deformación axial donde solo se aprecian tensiones máximas. En efecto, al contrastar con la Figura 9 (c), se observa que el suelo continúa comprimiéndose conforme aumenta la deformación, por tanto, el aumento monótonico tensional podría prolongarse. Dicho comportamiento es análogo a suelos normalmente consolidados con una relación contractiva de volumen.

La probeta con confinamiento de 50 kPa alcanza una tensión máxima entre los 5 y 6 de  $\epsilon_a$  (%), y luego no manifiesta variación tensional hasta los 10 de  $\epsilon_a$  (%). Efectivamente, mientras la tensión máxima se reduce, la curva tensional y de volumen tienden asintóticamente a un valor constante. Sin embargo, el comportamiento volumétrico muestra disminución de volumen. Por consiguiente, la relación tensional es muy baja para denotar un comportamiento pre-consolidado.

De La Figura 9 (b) se desprende que la cohesión  $c'$  tiende a ser cero (kPa) y el ángulo de fricción  $\phi$  es alrededor de  $28^\circ$ , también cabe destacar que la aproximación de los puntos por regresión lineal está bien correlacionada, porque el estadístico  $R^2$  es igual a 0.99.

Los pesos específicos secos iniciales de las probetas están en el orden de 6.28 a 6.85 kN/m<sup>3</sup>, lo cual denota la baja consistencia del bloque M-4. La humedad inicial de las probetas está entre 73.4 a 86.4 %.

Por último, se debe destacar que las curvas de Figura 11 (c) exhiben un comportamiento anómalo porque se observa que las probetas con menor confinamiento experimentaron una mayor contracción. El suelo de la

unidad es muy blando por lo que este aspecto podría influir en la excesiva compresión de la probeta de confinamiento de 50 kPa.

A pesar de este inconveniente, los parámetros resistentes son consistentes con la bibliografía y existe alta correlación entre los datos.

El ensayo triaxial drenado efectuado a la probeta identificada como M-7 se presenta en Figura 10, el cual fue realizado a tensiones de confinamiento de 50, 100 y 150 kPa. En figura adjunta se aprecia la simbología para identificar las curvas.

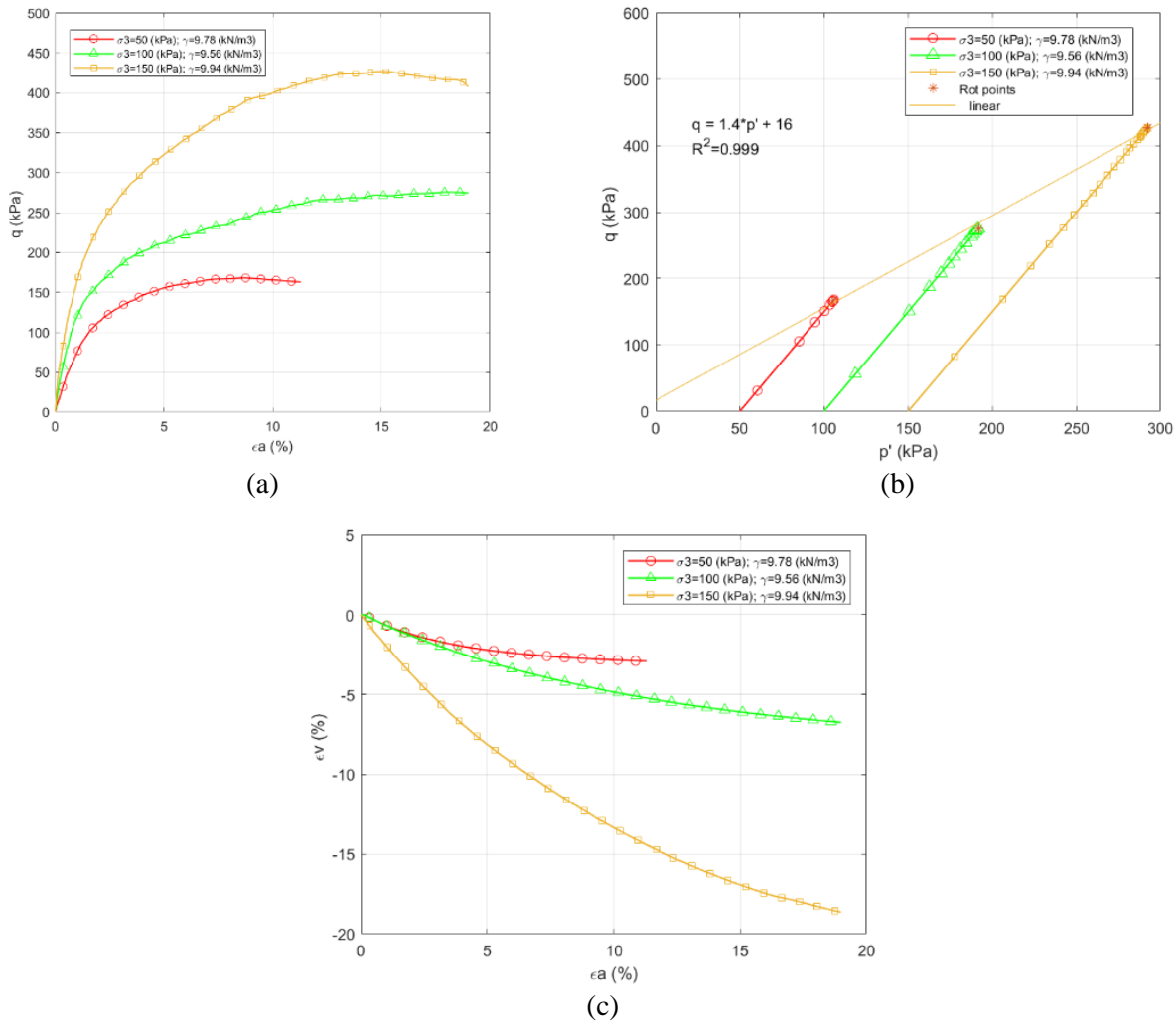


Figura 10: Curvas de comportamiento esfuerzo deformacion en triaxial consolidado drenado (a) espacio  $\epsilon_a$  vs q, (b) p-q., (c)  $\epsilon_a$  vs  $\epsilon_v$  (%) (d) Falla probetas. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 10 (a) exhibe un ascenso monótonico en las relaciones de tensión deformación con respecto a presiones de confinamiento de 50, 100 y 150 kPa, donde solo se aprecian tensiones máximas. En efecto, al contrastar con la Figura 10 (c) el suelo exhibe un comportamiento contractivo conforme aumenta la deformación, por tanto, el aumento monótonico tensional podría prolongarse. Con lo anterior, el comportamiento de las curvas se asemeja a suelos normalmente consolidados con una relación contractiva de volumen.

De Figura 10 (b) la cohesión tiende a 8 kPa y el ángulo de fricción máximo es alrededor de  $33.4^\circ$ . Los pesos específicos secos iniciales están en el orden de  $9.56 - 9.94$  kN/m<sup>3</sup> y las humedades iniciales están entre  $53.5 - 57.8$  %.

La probeta de 50 kPa de confinamiento fue aproximada hasta los 11.4 de  $\epsilon_a$ . En adelante, presentaba un abrupto cambio de volumen hasta registrar una lectura constante.

Finalmente, los datos ajustados por regresión lineal están altamente correlacionados, ya que el  $R^2$  es igual a 0.99.

El ensayo triaxial drenado efectuado a la probeta identificada como M-10 se presenta en Figura 11, el cual fue realizado a tensiones de confinamiento de 50, 150 kPa. En Figura 11 se aprecia la simbología para identificar las curvas.

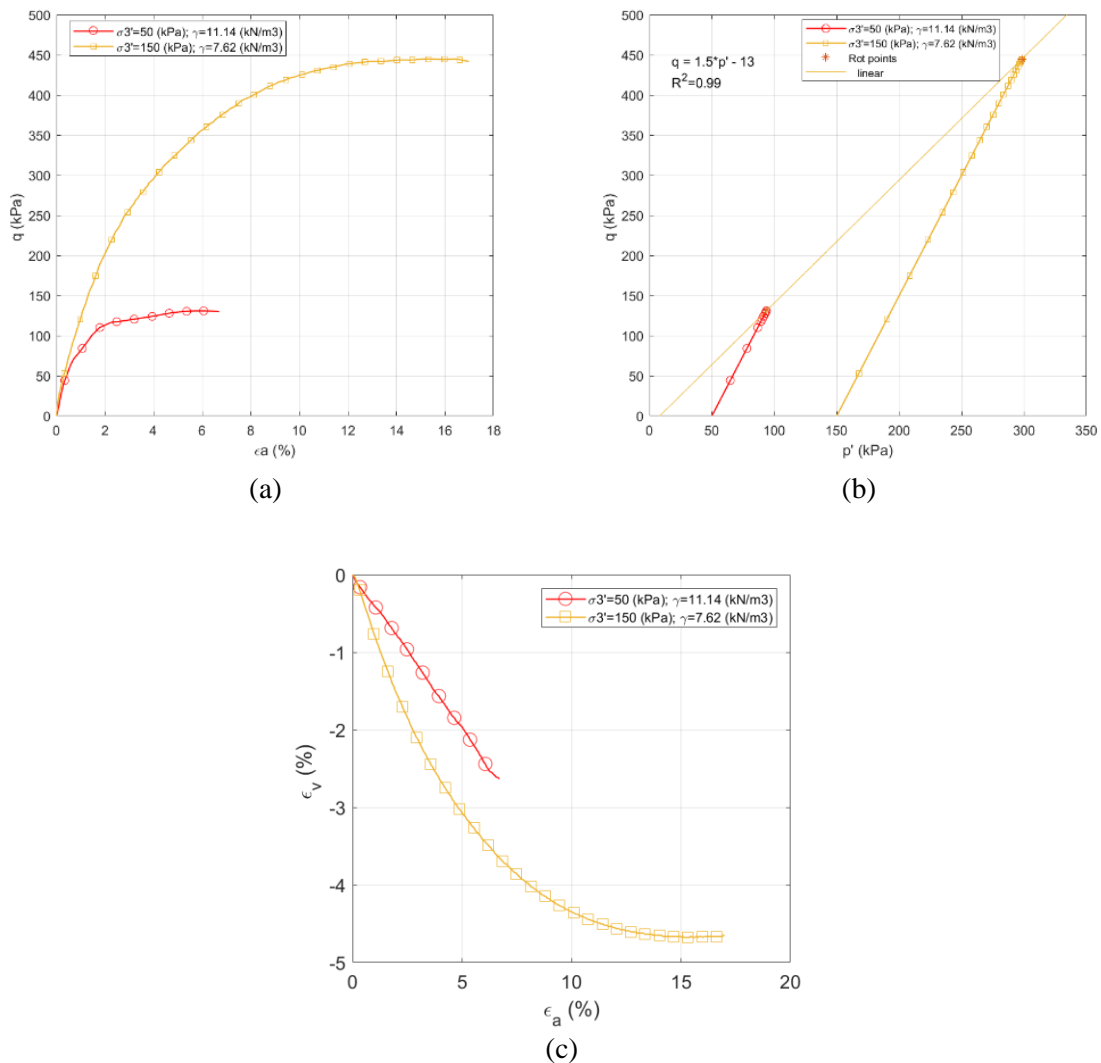


Figura 11: Curvas de comportamiento esfuerzo deformación triaxial consolidado drenado (a) espacio  $\epsilon_a$  vs  $q$ , (b)  $p$ - $q$ ., (c)  $\epsilon_a$  vs  $\epsilon_v$  (%). Fuente: Elaboración propia.

En Figura 11 (a) se observa un ascenso monótonico en las relaciones de tensión deformación con respecto a presiones de confinamiento de 150 kPa, donde solo se aprecia tensiones máximas. Al contrastar con la Figura 11 (c), la curva de deformación del suelo tiende asintóticamente a una deformación volumétrica constante, por tanto, la probeta podría haber alcanzado un estado tensional deformacional constante, el cual podría prolongarse. En definitiva, el comportamiento de las curvas se asemeja a suelos normalmente consolidados con una relación contractiva de volumen.

Por otro lado, la probeta de 50 kPa de confinamiento exhibe un ascenso monótonico hasta una tensión cercana a los 130 kPa. Sin embargo, la curva tenía una abrupta caída y luego un ascenso con techo, los cuales fueron descartados a modo de no falsear el comportamiento geotécnico.

En cuanto al comportamiento de Figura 11 (b), la cohesión tiende a 0 kPa y el ángulo de fricción esta cercano a 38°. Finalmente, el estadístico  $R^2$  indica una alta correlación entre los datos.

Los pesos específicos secos están en el orden de 7.62 y 11.14 kN/m<sup>3</sup>, por otro lado, las humedades iniciales están entre 48 y 115.6 %.

Un aspecto importante a notar es la alta humedad inicial y bajo peso específico seco que presenta la probeta de 150 kPa de confinamiento, lo cual es común de la unidad 1 definida anteriormente.

Las relaciones de deformación axial vs tensión desviadora permiten obtener el módulo de elasticidad para distintos niveles de tensión, tal como se ha mencionado en apartados anteriores. En particular, se obtuvieron módulos en rotura y se grafican en función de la tensión de confinamiento, expresado en función de la tensión media aplicada. Adicionalmente, se representan relaciones de Poisson vs  $p'$ , ángulo de fricción y cohesión vs profundidad. Todo lo anterior se compara con los resultados de la investigación de Paredes (2005). Lo anterior se aprecia en figuras adjuntas (ver Figura 12)

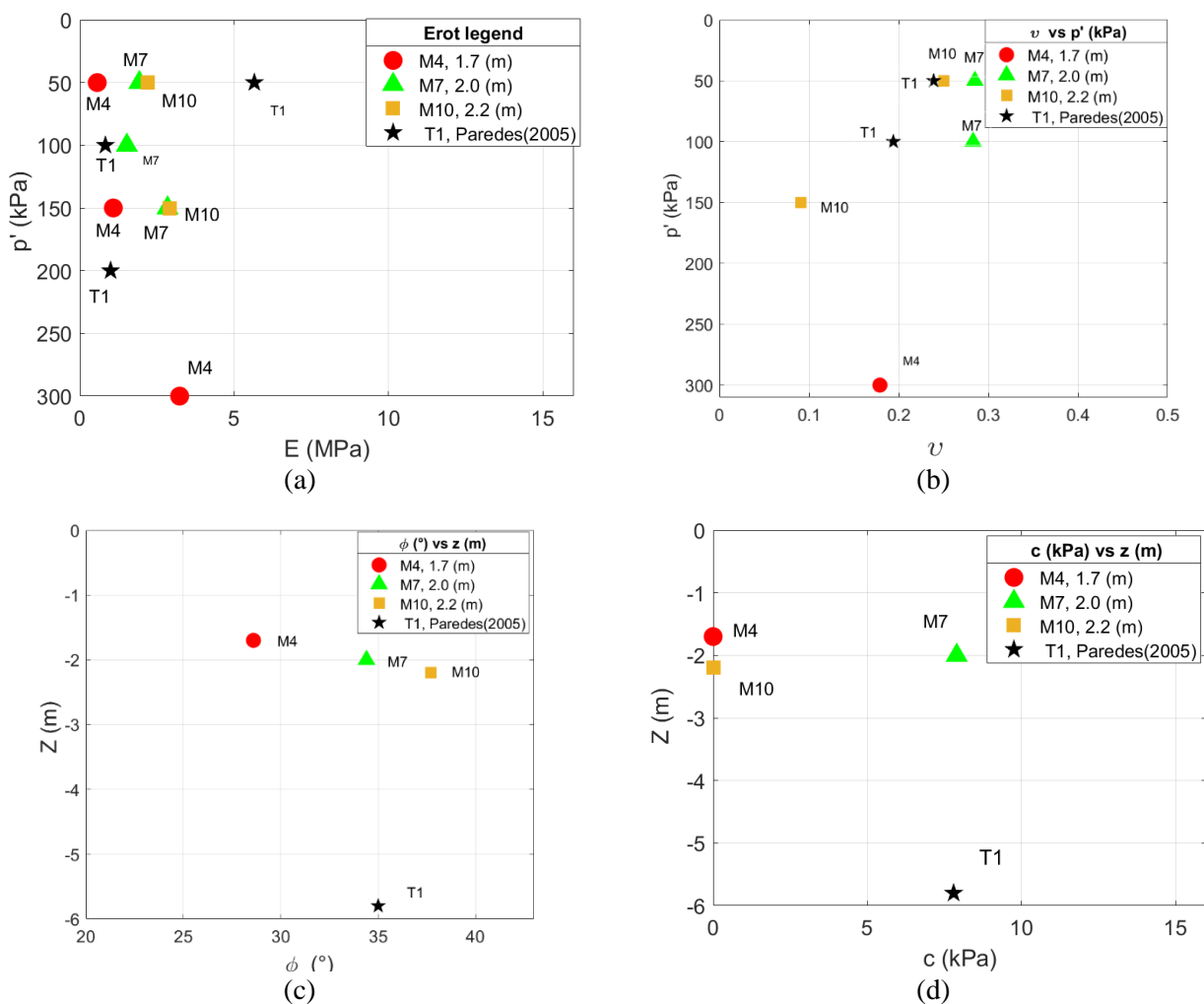


Figura 12: Relaciones resistentes y deformaciones

(a) Módulos en Rotura vs  $p'$  (b)  $\nu$  vs  $p'$  (c)  $\phi$  vs  $Z$  (d) cohesión vs  $Z$ . Fuente: Modificado de Paredes (2005).

La Figura 12 (a) exhibe similitud entre los módulos de elasticidad estimados en la presente investigación y los provenientes de Paredes (2005). En particular, para  $p'$  igual a 100 kPa, el parámetro estimado es muy similar al entregado por el autor referido. Por otro lado, los módulos calculados aumentan muy poco conforme crece  $p'$  por tanto, El módulo elástico se mantiene constante conforme aumenta el confinamiento. Lo anterior es asociable a comportamiento de suelos finos.

De la Figura 12 (b) los coeficientes de Poisson de M10 y T1 para  $p'$  de 50 kPa son muy similares y están en el orden de 0.25. Por otro lado, los resultados de ambas investigaciones exhiben una disminución de  $\nu$  conforme aumenta  $p'$ , llegando a valores cercanos a 0. Lo anterior podría ser asociado a la destrucción de la microestructura a tensiones de confinamiento elevadas. En consecuencia, el coeficiente de Poisson sólo podría ser estimado para tensiones de confinamiento menores a 150 kPa, para trumao de Chillán.

Respecto a la Figura 12 (c), los ángulos estimados correspondiente a M7 y M10 tienen semejanza con las investigaciones referidas (Paredes, 2005), sin embargo, los datos actuales son insuficientes para estimar alguna tendencia. La cohesión estimada para M7, se asemeja a la entregada por Paredes (2005) (ver Figura 12), lo cual contrasta para las demás muestras que exhiben un valor de cero. A partir de lo anterior, no es posible observar alguna tendencia clara.

Los resultados anteriores serán utilizados para estimar el módulo de corte según relaciones constitutivas (ver apartado 1.9) y compararlo con el módulo de corte máximo para pequeñas deformaciones. En esta línea, se considera los pesos específicos naturales correspondientes a probetas identificadas como M7 y M10 y su correspondiente tensión media  $p'$ . Además, el coeficiente de Poisson y módulo de elasticidad considerados son expuestos en Tabla 6.

Tabla 6: comparación módulo de corte teoría de elasticidad y para pequeñas deformaciones

ID	$p'$ (kPa)	$\nu$ $\epsilon_a=0.15\%$	$E^1$ Mpa	$\phi_{nat}$ (%)	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	$G^2$ MPa	$G_0^3$ MPa
M10	50	0.25	13.6	47.98	11.14	5.44	54.4
M7	100	0.283	19.7	57.77	9.56	7.67	49.8
M10	150	0.091	21.4	115.6	7.62	9.80	54.3

$E^1$  es el módulo de elasticidad, obtenido por aproximación secante en la parte inicial de la curva para un  $\epsilon_a \leq 0.15\%$ .

$G^2$  es el módulo de corte obtenido según ecuación (2)

$G_0^3$  Es el módulo de corte máximo de pequeñas deformaciones insitu, obtenido según ecuación (3) y considerando un  $v_s$  de 180 m/s, (Verdugo, 2008).

La Tabla 6 muestra cierta relación entre los parámetros deformacionales elásticos y la consistencia. Las mayores consistencias están relacionadas a humedades bajas, por consiguiente, la unidad 2, de consistencia media blanda, debería tener mayores módulos de elasticidad. Además, se observa como el módulo de elasticidad aumenta con el confinamiento.

los valores obtenidos de  $G^2$  y  $G_0^3$  muestran que no es posible estimar el módulo de corte máximo en un ensayo triaxial porque la magnitud de deformación medida en el equipo es muy grande comparada con el orden de magnitud de deformación medido en ensayos de propagación de ondas.

#### 4. CONCLUSIONES

A continuación, se presentan las principales conclusiones de este trabajo:

El trumao es un suelo derivado de ceniza volcánica con una microestructura que le confiere propiedades geotécnicas singulares como: alto contenido de humedad, relación de vacíos elevada, alta permeabilidad y elevados ángulos de fricción interna. Adicionalmente, este material es susceptible al secado, dado que se rompe su estructura interna

El material ensayado alcanzo parámetros B mayores o iguales a 0.95 a contrapresiones de 300 kPa. También el uso de CO<sub>2</sub> permitió reducir los tiempos de saturación de las probetas.

Resultados de ángulos de fricción interna máximo para las muestras ensayadas están entre 28 y 38° y la cohesión entre 0-8 kPa. Además, no se observó variación del ángulo de rozamiento interno y de la cohesión con la profundidad

Los módulos de elasticidad no presentan variación conforme se aumenta el confinamiento y están en un rango de 0.56 a 3.23 MPa.

Los coeficientes de Poisson más similares están en el orden de 0.25 a 0.28, y el otro rango se ubica entre 0.1 y 0.2. No obstante algunas probetas exhiben valores cercanos a cero. El tipo de falla en las probetas sugiere comportamientos muy compresibles

## REFERENCIAS

- ASTM D7181. (-11). Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.
- Atkinson, J. (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations* (2 ed.). Taylor & Francis.
- Atkinson, J. (2014). *Fundamentals of Ground Engineering* (1 ed.). CRC Press.
- Çengel, Y. A., & Cimbala, J. M. (2012). *Mecánica de fluidos fundamentos y aplicaciones* (2 ed.). McGRAW-HILL.
- Das, B. (2014). *Advanced Soil Mechanics* (4 ed.). CRC press, Taylor & Francis Group.
- Duncan, J., & Bursey, A. (2013). Soil Modulus Correlations. *Foundation Engineering in the Face of Uncertainty*, (pp. 321-336). Reston, VA.
- González, C. (2012). *Propiedades Geomecánicas de dos suelos de origen volcánico*. Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago de Chile.
- Hibbeler, R. C. (2011). *Mecánica de materiales* (Eight ed.). Pearson.
- Knappett, J. A., & Craig, R. F. (2012). *Craig's Soil Mechanics* (8th ed.). Spon Press.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1991). *Mecánica de suelos* (Second ed.). Limusa.
- Paredes, M. (2005). *Geotecnia de suelos derivados de ceniza volcánica*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Potts, D. M., & Zdravković, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering theory* (1 ed.). Thomas Telford Ltd.
- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering Application* (1 ed., Vol. 2). Thomas Telford Ltd.
- Rojas, R. (2016). *Implementación de ensayos de compresión triaxial en laboratorio para posterior análisis de resultados mediante la teoría del estado crítico*. Tesis pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso.
- Romero, P., Montenegro, J. M., & Lapeña, P. (2018). "Caracterización geotécnica de una muestra de Trumao recogida en la localidad de Recinto, Región del Ñuble". *X Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, (p. 10). Valparaíso.
- Sáez, E. (2011). "Fundamentos de Geotecnia ICE-1603".
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill.
- Tarbut, E. J., & Lutgens, F. K. (2005). *Ciencias de la Tierra Una introducción a la geología física* (8 ed.). PEARSON Prentice Hall.
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in Engineering practice* (Third ed.). New York: John Wiley & sons, inc.
- Verdugo, R. (2008). "Singularities of Geotechnical Properties of Complex Soils in Seismic Regions". 10. ASCE.
- Villalobos, F. (2014). *Mecánica de Suelos* (1 ed.). Universidad Católica de la Santísima Concepción.
- Wesley. (2009). Behaviour and geotechnical properties of residual soils and allophane clays. *Obras y proyectos*, 6, 5-10.
- Wesley. (2010). *Geotechnical Engineering in Residual Soils* (1 ed.). John Wiley & Son, Inc., Hoboken New Jersey.
- Whitlow, R. (1995). *Basic soil mechanics* (Third ed.). LONGMAN.
- Wood, D. (1991). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press.