

## “VARIACIÓN DE LOS PARÁMETROS RESISTENTES DE UN SUELO ARCILLOSO A DIFERENTES CONDICIONES DE HUMEDAD Y PESO ESPECÍFICO SECO”

*Cristian Barros Arriagada*<sup>1</sup>, *José Montenegro Cooper*<sup>2</sup> y *Pablo Lapeña Mañero*<sup>3</sup>

### RESUMEN

La arcilla es un material de extenso uso en las obras de ingeniería civil, debiendo conocerse adecuadamente su comportamiento geotécnico, principalmente su interacción con el agua. En el presente trabajo se estudia la influencia de la variación del estado inicial (humedad y peso específico seco) con respecto a la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ), módulo de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ) y módulo de deformación al cincuenta por ciento de la tensión máxima alcanzada ( $E_{50\%rot}$ ) de un suelo arcilloso. El estudio comienza con la determinación de las propiedades índices, propiedades de compactación y propiedades resistentes (ensayo de compresión no confinada). A partir de los resultados obtenidos de las probetas de compresión no confinada, a los que se le varió la humedad de fabricación en 0.1 a 0.5%, con respecto del óptimo determinado en el ensayo Proctor de referencia, produjo un aumento en la resistencia a la compresión simple del 8 al 22%, respectivamente. Por el contrario, un incremento de la humedad de fabricación en unos 0.1 al 0.5% con respecto del óptimo no da cuenta de variaciones considerables. En general, la variación del peso específico seco no produce variaciones considerables en la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) y en las propiedades de deformación ( $E_{rot}$ ,  $E_{50\%rot}$ ).

**PALABRAS CLAVES:** Arcilla; humedad; parámetros resistentes.

### ABSTRACT

Clay is a material of extensive use in civil engineering works, and its geotechnical behavior must be properly known, especially its interaction with water. In the present work the influence of the variation of the initial state (moisture and dry specific weight) with respect to the resistance to simple compression ( $q_u$ ), modulus of deformation in rupture ( $E_{rot}$ ) and modulus of deformation to fifty percent is studied of the maximum tension reached ( $E_{50\%rot}$ ) of a clay soil. The study begins with the determination of index properties, compaction properties and resistant properties (unconfined compression test). From the results obtained from the unconfined compression test specimens, which were varied from 0.1 to 0.5% of the manufacturing humidity, with respect to the optimum determined in the reference Proctor test, it produced an increase in the resistance to simple compression from 8 to 22%, respectively. On the other hand, an increase in manufacturing humidity by 0.1 to 0.5% with respect to the optimum does not account for considerable variations. In general, the variation of the dry specific weight does not produce considerable variations in the simple compressive strength ( $q_u$ ) and in the deformation properties ( $E_{rot}$ ,  $E_{50\%rot}$ ).

**KEY WORDS:** Clay; moisture; shear strength parameters.

---

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

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

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

## 1. INTRODUCCIÓN

Las obras de ingeniería civil se apoyan sobre la superficie de la corteza terrestre, siendo además esta última potencialmente como elemento de construcción (terraplenes, diques, rellenos, etc.). En general, en la corteza se pueden encontrar tanto suelo como roca, encontrándose aún en discusión la frontera entre ambos materiales (Terzaghi, 1967). En el presente trabajo se empleó una muestra de suelo recogida en los alrededores de Concepción. El estudio del material de apoyo y/o utilizado en la construcción es importante, dado que permite prevenir todo efecto secundario no considerado en el diseño de estructuras, tales como resistente al corte, asentamientos excesivos e incluso incrementos de volumen. Además, un adecuado control y monitorización de las propiedades del sólido como elemento de sustentación, construcción o simplemente transmisión de cargas es trascendental ya que permite conocer el comportamiento del suelo en a lo largo del tiempo. Un ejemplo de esto último, pueden ser el fenómeno de la consolidación o la estabilización química de suelos. La ciencia dedicada al estudio ingenieril de los suelos se le denomina mecánica de suelos.

La nueva ciencia comienza aproximadamente el año 1776 en el que el matemático, físico e ingeniero francés Charles-Augustin de Coulomb aporta las primeras contribuciones y principios básicos al estudio de los suelos. Por otro lado, Rankine y Mohr contribuyeron de forma valiosas en la experiencia del análisis de mediciones de presión en el terreno. Sin embargo, el mayor aporte y considerado hasta el día de hoy como el padre de la mecánica de suelos nace a inicios del siglo XX, con el ingeniero austríaco Prof. Karl von Terzaghi, siendo especialmente importante su aporte en relación al principio de tensiones efectivas (Revista ARQHYS.2012,12. Historia de la mecánica de suelos).

El estudio de un suelo comienza con su clasificación mediante algún sistema estandarizado (USCS, AASHTO, etc.) y determinando si este material corresponde a un suelo grueso (grava, arena) o fino (limo, arcilla). Por ejemplo, para clasificar un suelo por el Unified Soil Classification System (USCS) se requiere evaluar la distribución granulométrica de las partículas y su plasticidad.

En este trabajo se empleó principalmente un suelo arcilloso, razón por la que se profundizará de forma general en algunos aspectos geotécnicos de este tipo de suelos. Las partículas de suelo de tamaño inferior a 0.002 mm, y que han alcanzado dicho tamaño como consecuencia de una meteorización química se les denomina arcilla. Las principales propiedades de estos materiales son elevada plasticidad, baja permeabilidad, resistencia gobernada por las fuerzas entre sus láminas, potencialmente materiales en los que puede producir variaciones volumétricas, fenómenos de asentamiento a lo largo del tiempo producto de la aplicación de una carga, etc.

En general, en mecánica de suelos se estudia el comportamiento del material completamente saturado, dado que esta condición es siempre más desfavorable que aquella considerándola como parcialmente saturada (Sagaseta et al., 2007). El comportamiento geotécnico de un suelo varía en función del tipo de suelo y de la velocidad de la carga aplicada a éste. Teniendo en cuenta lo anterior, se distinguen

dos condiciones de drenaje que rigen el comportamiento resistente y de deformación: drenado y no drenado. La Figura 1 muestra un ejemplo práctico de la diferencia entre el comportamiento drenado y no drenado modelado mediante una esponja con orificios de gran y menor tamaño.

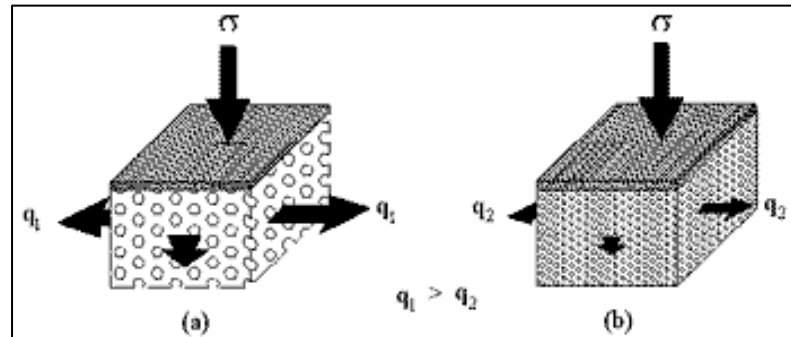


Figura 1: Ejemplo de drenaje en los suelos. (a) Esponja de orificios grandes, (b) Esponja de orificios pequeños.

Fuente: Ingeniero civil, 2018.

La figura 1 (a) muestra que, al aplicar una carga uniforme en una esponja saturada de agua, el esfuerzo que se transfiere a los poros ocasionará que el agua salga por los orificios de esta, dado que estos orificios son grandes lo hará con mayor facilidad, siendo similar al comportamiento de un suelo granular al aplicarle una misma carga cuando este se encuentra saturado. En cambio, la figura 1 (b) posee orificios muy pequeños y al aplicar la misma carga el agua no será expulsada con la misma facilidad, por lo que se requiere más tiempo para drenar, comportándose como un suelo fino al aplicarle una misma carga cuando este se encuentra saturado.

El comportamiento drenado de un suelo corresponde a que el exceso de presión de poros debido a la aplicación de una carga sea nulo, por lo que la velocidad con la que se aplica la carga debe ser lo suficientemente lenta. En cambio, para el caso sin drenaje la aplicación de la carga se hace rápidamente, de modo que pueda suponerse que no existe disipación de la presión intersticial y evitando que la muestra cambie de volumen. En general, la velocidad con la que un suelo expulsa el agua, como consecuencia de la aplicación de una carga, depende directamente de su permeabilidad. Dado que los suelos gruesos presentan una elevada permeabilidad, es que su comportamiento se asemeja a uno drenado. Lo contrario ocurre con los suelos finos, ya que, debido a su reducida permeabilidad, su comportamiento es similar al definido como no drenado.

Una de las principales diferencias, desde un punto de vista resistente, en un suelo que se comporta de forma drenada con respecto a uno no drenado es que la tensión de corte en rotura aumenta a medida que se incrementa la tensión normal, mientras que en el segundo caso aquella se mantiene constante. Por tanto, los parámetros resistentes necesarios para alimentar el modelo de comportamiento de un suelo drenado y no drenado son diferentes. En el primer caso se requiere obtener el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) y la cohesión ( $c$ ), mientras que, en el segundo, si se está evaluando el proceso

de carga, el parámetro que se emplea es la resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ ). Los parámetros defomacionales necesarios para estimar el asentamiento provocado por la aplicación de una carga en un suelo grueso son los módulos de deformación ( $E$ ) y de Poisson ( $\nu$ ). En el caso de ser un suelo fino, se requiere tener en cuenta que el suelo presenta un comportamiento diferente justo en el instantáneamente de la aplicación de la carga (corto plazo) con respecto al posterior a la disipación del exceso de presión de poro (largo plazo). Los parámetros defomacionales a corto plazo son los módulos de deformación no drenado ( $E_u$ ) y el de Poisson no drenado ( $\nu_u$ ), mientras que a largo plazo se necesita el coeficiente de compresión ( $c_c$ ) y el de recarga ( $c_s$ ).

Por lo tanto, determinar de forma apropiada los parámetros resistentes y de deformación para estimar el comportamiento geotécnico del suelo es sumamente relevante. En este sentido pueden emplearse ensayos de laboratorio e in situ. Los ensayos de laboratorio utilizados para determinar el ángulo de rozamiento interno y la cohesión son el triaxial (CD y CU) y el corte directo (CD), mientras que la resistencia al corte sin drenaje se emplea el triaxial (UU) y la compresión simple, entre otros. El ensayo de molinete o vane es el en ensayo más empleado para determinar la resistencia al corte sin drenaje en terreno. Existen varias formas de determinar el módulo de deformación de un suelo, pudiendo mencionarse triaxial CD, edómetro, placa de carga, presiómetro, etc.

El módulo de deformación ( $E$ ) y la resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ ), así como también -en bastante menor medida- el ángulo de rozamiento interno y la cohesión, dependen entre otros factores de la consistencia (suelo fino) y/o la compacidad (suelo grueso) del suelo. La compacidad y la consistencia pueden determinarse conocida el peso específico seco y uno de los siguientes, según corresponda: densidad relativa ( $DR$ ) obtenido mediante los ensayos de densidad máxima y mínima o del porcentaje del peso específico seco máximo ( $\gamma_{dmax}$ ) obtenido del ensayo Proctor de referencia.

Jiménez Salas y Justo Alpañéz (1975) y Lambe (1962) han determinado la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) y la deformación alcanzada en el momento de la rotura de suelos compactados a diferentes condiciones de estado (peso específico seco y humedad), especialmente en aquellos puntos ubicados en la curva Proctor. El ensayo de compresión no confinada somete la muestra a una carga axial hasta la rotura, midiéndose su deformación durante el ensayo.

En general, los suelos arcillosos suelen ordenar sus partículas de dos formas normalmente. La primera corresponde a una estructura dispersa en las que sus láminas suelen ordenarse de forma paralela, mientras que en el segundo caso dichas láminas se distribuyen de forma aleatoria presentando una estructura floculada. Seed (1955) indica que la estructura de un suelo compactado por la rama seca (floculado) es diferente al correspondiente a la rama húmeda (disperso), tal como se aprecia en la Figura 2. Adicionalmente, se advierte que un aumento de la energía de compactación incrementa también el grado de dispersión y/o floculación de las arcillas (Lambe 1958).

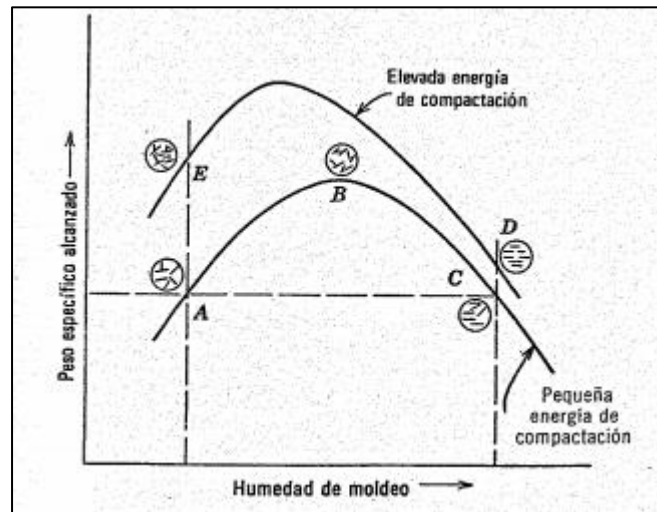


Figura 2: Influencia de la compactación sobre la estructura.  
 Fuente: Lambe, 1962.

La Figura 3 (a) muestra los resultados del ensayo Proctor de referencia y se aprecia el peso específico seco y humedad empleado en cada una de las cinco muestras ensayadas a compresión no confinada. En la Figura 3 (b) se presenta la variación de tensión normal registrada con respecto a la deformación axial de las cinco probetas ensayadas. En la figura anterior se advierte que las probetas fabricadas en condiciones de estado (peso específico seco y humedad) obtenidas de la rama húmeda del ensayo Proctor alcanzaron una resistencia a la compresión simple unas tres veces inferior a las muestras efectuadas por la rama seca. La resistencia a la compresión simple obtenida en las condiciones óptimas determinadas mediante el ensayo de Proctor corresponde prácticamente a un promedio de los valores obtenidos en por la rama seca y húmeda respectivamente. En relación a las deformaciones en las que se alcanza la máxima tensión normal, las probetas fabricadas por la rama húmeda presentan un comportamiento frágil ( $\epsilon_{rot} = 2$  a  $4$  %), mientras que las de la rama húmeda alcanzaron un comportamiento dúctil ( $\epsilon_{rot} = 16$  a  $18$  %). Por último, en la Figura 3 (c) muestra el grado de orientación de las partículas con respecto a la humedad de fabricación de las probetas.

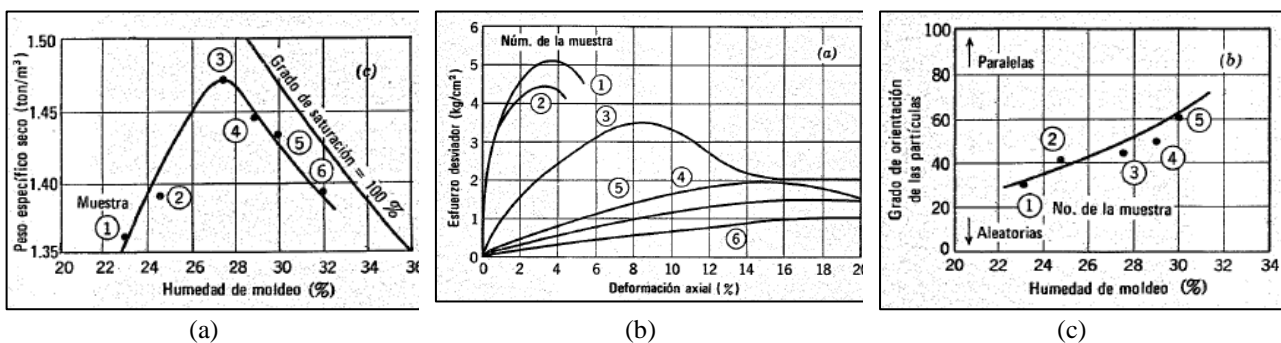


Figura 3: Influencia de la humedad de moldeo y la relación esfuerzo-deformación de muestras compactadas de Caolinita (tipo de arcilla).

Fuente: Lambe, 1962.

Otros autores que han estudiado la relación humedad de moldeo y como afecta esta la resistencia a la compresión simple es Jiménez Salas, quien a diferencia de Lambe obtuvo resultados diferentes para la resistencia del suelo cuando este era compactado por la rama seca, lo cual se puede apreciar en la Figura 4.

La Figura 3 (a) muestra los resultados del ensayo Proctor de referencia y se aprecia el peso específico seco y humedad empleado en cada una de las siete muestras ensayadas a compresión no confinada. En la Figura 3 (b) se presenta la variación de tensión normal registrada con respecto a la deformación axial de las siete probetas ensayadas. En la figura anterior se advierte que las probetas fabricadas en condiciones de estado (peso específico seco y humedad) obtenidas de la rama húmeda del ensayo Proctor alcanzaron una resistencia a la compresión simple unas tres veces inferior a las muestras efectuadas por la rama seca, a excepción del punto uno que presenta la menor humedad Proctor. La resistencia a la compresión simple obtenida en las condiciones óptimas determinadas mediante el ensayo de Proctor corresponde prácticamente a un promedio de los valores obtenidos en por la rama seca y húmeda respectivamente. En relación a las deformaciones en las que se alcanza la máxima tensión normal, las probetas fabricadas por la rama húmeda presentan un comportamiento frágil ( $\epsilon_{rot} = 2$  a  $5\%$ ), mientras que las de la rama húmeda alcanzaron un comportamiento dúctil ( $\epsilon_{rot} = 10$  a  $12\%$ ). Por último, en la Figura 3 (c) muestra la variación de la compresión simple con respecto a la humedad de fabricación de las probetas.

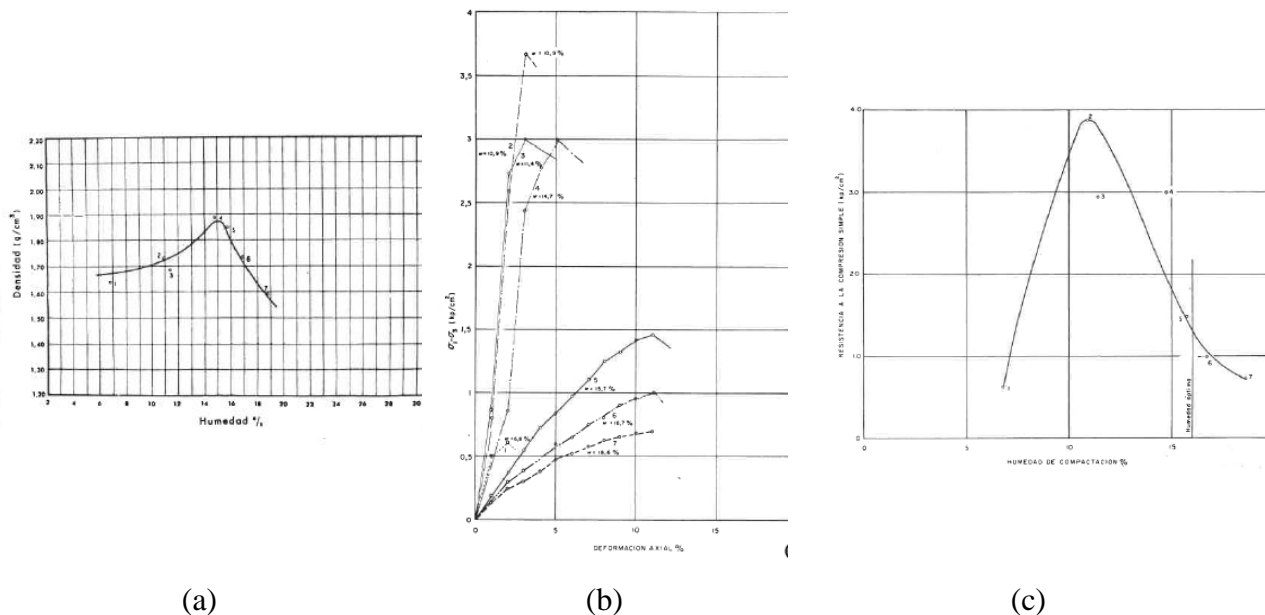


Figura 4: Resultados de la resistencia a la compresión simple en la arcilla del mioceno de Arenós en diferentes puntos de la curva Proctor (a) curva Proctor modificado, (b) relación tensión-deformación, (c) variación de la resistencia a compresión simple en función de la humedad

Fuente: Jiménez Salas y Justo Alpañés, 1975

En la Figura 4 se aprecia como para puntos de la curva Proctor a bajas humedades con respecto al óptimo la resistencia a la compresión simple del suelo tiende a ir en aumento a medida que la humedad se reduce, a excepción del punto 1 que es el de menor humedad que presenta resistencia baja, lo cual difiere con los resultados obtenidos por Lambe. También es posible apreciar, que a medida que aumenta la humedad por encima del óptimo la resistencia a la compresión simple disminuye, obteniéndose resistencias medias a bajas para la humedad óptima y mayores humedades que esta.

Los parámetros mecánicos de un suelo son de gran importancia al momento de una construcción, y en veces se requieren mejores cualidades que las propias óptimas que posee el suelo, es por esto que se utilizan estabilizadores químicos para la mejora del terreno o suelo. Los estabilizadores químicos como lo son la cal, cemento portland y como lo es últimamente las escorias, alteran la composición del suelo al mezclarse con ellos, produciendo cambios en sus propiedades moleculares superficiales, con el fin de aumentar la resistencia del suelo, controlar cambios de volumen o simplemente su trabajabilidad. Sin embargo, hay veces que, sin el uso de estos estabilizadores, el suelo puede mejorar sus parámetros mecánicos solo variando las condiciones presentes en el terreno.

He aquí la importancia y motivación de este estudio, donde mediante la caracterización geotécnica y mecánica del suelo, poder medir la variación que se presenta en los parámetros resistentes del suelo al sufrir cambios en la humedad y peso específico seco de compactación, esto con el fin de prevenir y/o atenuar posibles efectos secundarios en el terreno de sustentación o material de construcción y a la vez ver si en ciertos casos la mejora del terreno se debe al uso de estabilizadores químicos o más bien a las variaciones en las propiedades inmersas del material ,sobre todo en el uso de nuevos estabilizadores.

## 2. MATERIALES Y MÉTODOS

A continuación, se describe cada uno de los materiales utilizados y posteriormente se detallan las normas y procedimientos empleados en la realización de los ensayos.

### 2.1 Materiales

El material de estudio corresponde a un suelo arcilloso blando, el cual fue extraído del loteo San José del Mar, sector Quebrada Honda, localidad de Punta de Parra, perteneciente a la comuna de Tomé, Octava región, Chile. En la Figura 5 se aprecia la geolocalización del suelo en estudio.

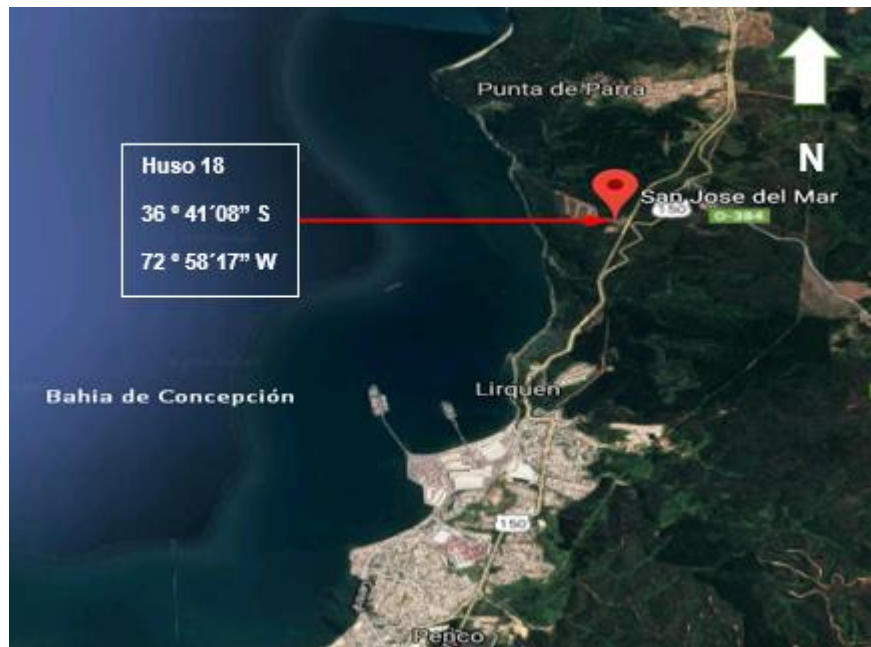


Figura 5: Loteo San José del Mar, sector de la extracción del suelo de estudio.

Fuente: Google Earth, 2018.

El suelo extraído fue almacenado en el Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Católica de la Santísima Concepción. El suelo fue secado al horno a una temperatura de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  durante un tiempo mínimo de 24 horas, para luego disgregar (“machacar”) sus terrones con mazo de goma, con el fin de alcanzar el tamaño de partícula original del suelo. El citado proceso anterior fue efectuado con la ayuda de la máquina de desgaste de los Ángeles. El procedimiento utilizado corresponde a introducir el en el interior del tambor junto a 12 bolas de acero de 400 g de peso por un tiempo mínimo de 30 minutos.

La caracterización geotécnica se divide en tres apartados los cuales son: propiedades índices, propiedades de compactación y las propiedades de tensión-deformación.

## 2.2 Propiedades índices

La identificación del material se realiza teniendo en consideración los ensayos de granulometría, límites de Atterberg y gravedad específica (Gs). Cada uno de los citados ensayos ha sido efectuado tres veces para asegurar la repetitividad de los resultados.

La granulometría se efectúa según el procedimiento de la norma ASTM D-422. El ensayo se realiza con una muestra de 500 g seca en horno durante al menos 24 horas y que pase por la malla #4 (4.75 mm). La muestra se lava por la malla #200 y se elimina el material fino. Todo el material retenido en la malla #200 se seca en el horno por 24 horas, para posteriormente tamizarlo por las mallas: #4 (4.75mm); #10 (2 mm); #20 (0.85 mm); #40 (0.425 mm); #60 (0.25 mm) y #200 (0.075 mm), mediante un vibrador mecánico por un tiempo de 10 minutos.

Los límites de Atterberg o plasticidad se efectúan según el procedimiento de la norma ASTM D-4318 y se obtendrán los límites líquidos y límites plásticos del suelo. Para el ensayo se utiliza una muestra de 100 g de suelo seco tamizado por la malla #40, el cual ha sido humectado hasta formar una mezcla de consistencia homogénea. La humedad de la muestra se homogeneiza durante 24 horas, previo a la realización del ensayo, efectuándose desde la condición más húmeda a la más seca. El límite líquido se determina mediante la cuchara de Casagrande y el límite plástico por el método de los bastones.

La gravedad específica (Gs) se efectúa siguiendo el procedimiento de la norma ASTM D 5550. Una muestra de 100g de suelo seco que pase por la malla #4 se introduce dentro del picnómetro -limpio y seco- para luego agregar agua a la muestra. El procedimiento continúa con la extracción del aire atrapado en la muestra mediante bomba de vacío. Finalmente, se incorpora agua en el picnómetro utilizado hasta la marca de calibración, registrando su peso. El ensayo ha sido corregido empleando una temperatura ambiente de 20 °C.

## 2.3 Propiedades de compactación

Las propiedades de compactación se obtuvieron mediante los ensayos de Proctor normal (ASTM D-1557 y NCh 1534/I Of. 1979) y Proctor modificado (ASTM D-1557 y la NCh 1534/II Of. 1979).

Para la realización del ensayo se preparan 5 mezclas a diferentes humedades, con una diferencia porcentual de un 2% entre una muestra. La diferencia entre el Proctor normal y el modificado es la energía de compactación. En el primero el molde se compacta en 3 capas con un pisón de 2.5 kg que cae libremente una altura de 304.8 mm, mientras que en el segundo se efectúa en 5 capas con un pisón de 4.54 kg que cae 457 mm de altura. En ambos casos fue utilizado el molde de 1 litro en el que se entrega la energía mediante 25 golpes por acá.

Una muestra de humedad se obtiene para determinar su humedad y así ver la variación del peso específico seco con respecto a la humedad. El resultado del ensayo corresponde a determinar el peso específico seco máximo ( $\gamma_{dmax}$ ) y la humedad óptima.

## 2.4 Propiedades resistentes y de deformación

Las propiedades resistentes y de deformación se estudian mediante el ensayo de compresión no confinado (CNC), según procedimiento indicado en la norma ASTM D-2166.

Las probetas de compresión no confinada han sido fabricadas en de 100 y 50 mm de altura y diámetro, respectivamente. Las probetas fueron remoldeadas en el óptimo del ensayo Proctor modificado y valores cercanos a éste. La repetitividad de los resultados ha sido conseguida mediante la realización de 3 probetas por serie, definiendo una serie como tres probetas de idéntica humedad ( $w\%$ ) y peso específico seco ( $\gamma_d$ ). Los valores de peso específico seco y humedad se presentan en la tabla 4 y muestran en la Figura 9. Las condiciones de peso específico seco y humedad son las siguientes: i) óptimo Proctor modificado, ii) peso específico seco máximo y humedades por encima y por debajo de la óptima en 0.25 y 0.5%, y iii) peso específico seco máximo, tanto por encima como por debajo del óptimo en 0,5% del  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  con la humedad óptima determinada en el ensayo Proctor modificado

Tres procedimientos de compactación fueron empleados para fabricar las probetas de compresión no confinada, para cumplir con un error inferior al 0,1% lo indicado anteriormente. Dos procedimientos serán explicados en este apartado, dado que el tercero corresponde a un aporte de este trabajo y será detallado en el apartado de resultados. En todos los casos se fabricaron probetas empleando 5 capas para alcanzar los 10 mm de altura de la probeta.

El procedimiento corresponde a compactar el suelo mediante un pisón de acero el que se introduce en el interior del molde a el que ya se le ha introducido el peso de material necesario para una capa de dicha probeta. El sistema de compactación utiliza un pisón de acero entregando energía estática y dinámica para proceder a la compactación. Varios sistemas de compactación fueron utilizados para compactar las capas (energía entregada mediante martillo de goma, caída libre del pisón o presión estática con la ayuda de un gato hidráulico). El martillo de goma y la caída libre – utilizados como elementos para entregar la energía de compactación- presentaron problemas, dado que en el primero no se alcanzó el peso específico seco requerido, mientras que en el segundo las probetas quedaron con fracturas imposibilitándose su ensayo apropiado.

Las probetas el ensayo de compresión no confinada fue efectuado a una velocidad de avance de 2 %/min, lo que en probetas de 100 mm de alto corresponde a 2 mm por minuto. El equipo utilizado en el ensayo de compresión no confinada fue el equipo multiaxial Humboldt Máster Loader HM-3000.3F, perteneciente al Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Católica Santísima Concepción (Ver Figura 6).



Figura 6: Equipo multiaxial Humboldt Máster Loader HM-3000.3F  
 Fuente: Elaboración Propia.

El resultado del ensayo de compresión no confinada corresponde a la curva de variación de la tensión normal con respecto a la deformación unitaria. Las curvas antes indicadas han sido corregidas para eliminar la primera parte de ella, ya que la parte cóncava representa el acercamiento del cabezal de la prensa a la probeta, no siendo parte de la respuesta del material. Es por ello que dicha parte fue extraída de las curvas asumiendo un comportamiento elástico lineal en dicha zona, especialmente para determinar la deformación unitaria en la rotura y a un 50% de la tensión normal máxima.

Las propiedades de deformación han sido estudiadas mediante el módulo de deformación secante en el instante de la rotura ( $E_{rot}$ ) y a un 50% de ella ( $E_{50\%rot}$ ). El módulo elástico tangente es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en cualquier punto, mientras que el módulo de deformación secante es la relación que existe entre la pendiente de la recta que pasa por el origen con un punto, y se le relaciona con una variación de carga instantánea (ver Figura 7).

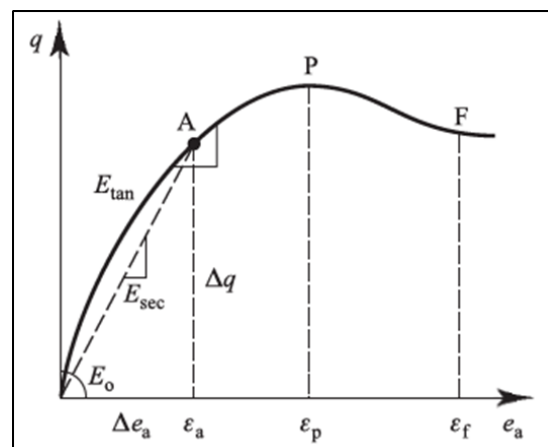


Figura 7: Representación gráfica de los módulos tangente y secante.  
 Fuente: Atkinson, 2007.

### 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados de la caracterización geotécnica del suelo en estudio. Los ensayos fueron desarrollados en el Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Católica de la Santísima Concepción.

#### 3.1 Propiedades índices

En la Tabla 1 se resumen los resultados de los ensayos de granulometría, plasticidad, gravedad específica y su respectiva clasificación según la USCS (Unified Soil Classification System).

En los tres ensayos de granulometría efectuados en el suelo se obtuvo un tamaño máximo nominal 2 mm, mientras que el porcentaje medio de suelo que pasa la malla #200 es de 65% sin existir variaciones considerables entre los ensayos realizados. Los ensayos de plasticidad del suelo dan como resultados límites líquidos alrededor del 45 a 52% de humedad con un rango de variación reducido, siendo la media para este valor 49%. Los límites plásticos se encuentran alrededor del 13 al 21%, presentando una diferencia de 9% entre el valor máximo y mínimo, siendo la media para este valor 16%. Además, el suelo presenta un índice de plasticidad medio igual a 33. Los valores medios de gravedad específica ( $G_s$ ) obtenidos son de 2.66. Terzaghi (1943), indica que los valores de la gravedad específica para suelos arcillosos varían entre 2.5 y 2.9, por lo tanto, los valores obtenidos se encuentran dentro de lo esperado. Los resultados obtenidos nos permiten clasificar el suelo en estudio como una arcilla de baja plasticidad (CL) según la USCS.

Tabla 2: Resumen caracterización geotécnica.  
Fuente: Elaboración propia.

<i>Ensayo</i>	<i>Tamaño Máximo Nomina l(mm)</i>	<i>% Pasa #4</i>	<i>%Pasa #200</i>	<i>Límite líquido (%)</i>	<i>Límite plástico (%)</i>	<i>Índice de plasticida d (%)</i>	<i><math>G_s</math></i>	<i>Clasificación USCS</i>
1	2.0	100	65	49	21	28	2.64	CL
2	0.85	100	64	52	14	38	2.69	CH
3	2.0	100	65.6	45	13	32	2.65	CL
<i>Media</i>	1.62	100	65	49	16	33	2.66	CL

$G_s$ : Gravedad específica del suelo; Clasificación USCS: Unified Soil Classification System

#### 3.2 Propiedades de compactación del suelo

Los resultados obtenidos del ensayo de compactación en el suelo se muestran en la Figura 8. En esta se relaciona el porcentaje de humedad y peso específico seco, para obtener las curvas del Proctor normal y modificado, incluyendo además la curva del 100% del grado de saturación.

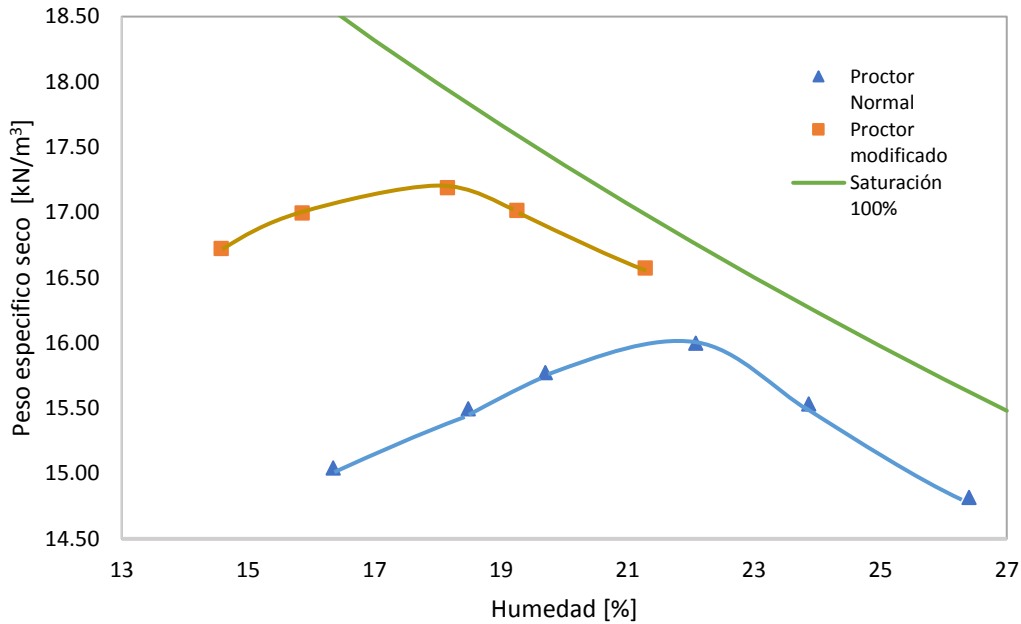


Figura 8: Curvas Proctor normal y Proctor modificado.  
Fuente: Elaboración propia.

De la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se obtiene el peso específico seco máximo ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) y la humedad óptima, tanto para el ensayo Proctor normal como para el Proctor modificado, siendo este último el de referencia. En la Tabla , se muestran los valores obtenidos. El peso específico seco máximo es mayor para el Proctor modificado que para el normal, dado que el primero tiene una mayor energía de compactación.

Tabla 3: Resultados de peso específico seco máximo ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) y humedad óptima ( $w_{opt}$ ) obtenidos del ensayo Proctor de referencia  
Fuente: Elaboración propia.

	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)
Proctor Normal	16.0	22.0
Proctor Modificado	17.19	18.15

$\gamma_{dm\acute{a}x}$ : peso específico seco máximo;  $w_{opt}$ : humedad óptima.

Ya conocido los valores de la  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  y  $w_{opt}$  obtenidos del Proctor modificado, se obtienen los valores que se utilizarán para fabricar las probetas ensayadas a compresión uniaxial. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se visualizan gráficamente las condiciones de estado inicial (peso específico seco y humedad) para la fabricación de las probetas, tal y como se indica en la tabla 4.

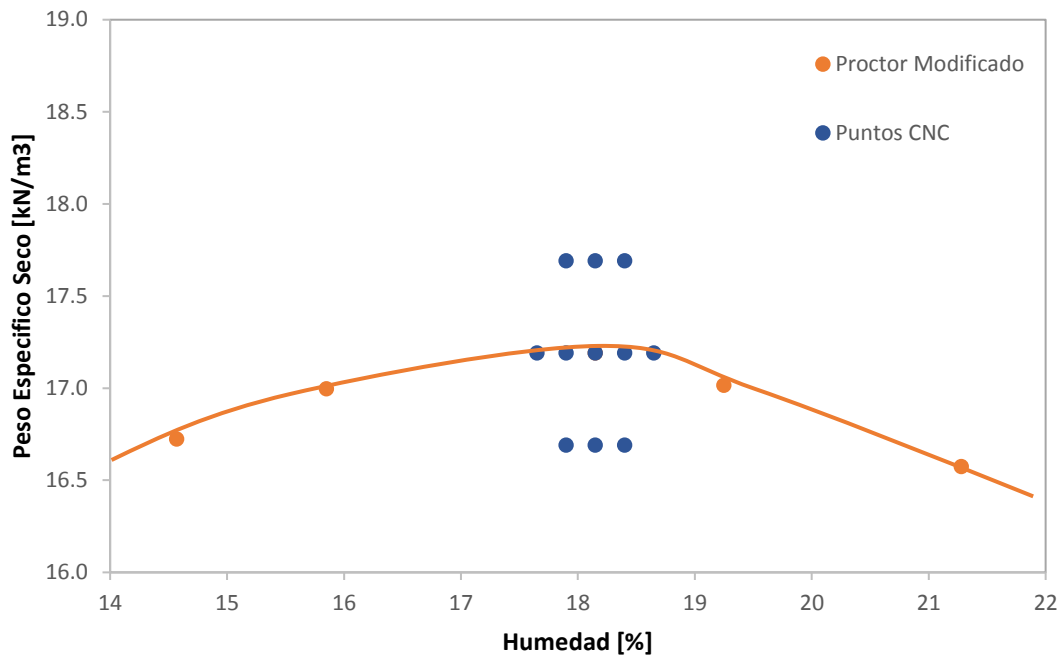


Figura 9: Valores de peso específico seco y humedad para la fabricación de las probetas a ensayar en compresión no confinada.  
 Fuente: Elaboración propia.

### 3.3 Metodología de fabricación y análisis de las probetas

En el presente apartado se resume el método de fabricación utilizado, observaciones y recomendaciones para una buena ejecución del método.

El suelo en estudio presenta un comportamiento heterogéneo, por ende, es importante controlar y evitar variación las condiciones iniciales de fabricación de las probetas debido a la alta repercusión en los resultados.

Los métodos utilizados fueron detallados brevemente anteriormente. A continuación se describe el procedimiento definitivo empleado para alcanzar el peso específico seco y la humedad deseada.

La metodología consiste en primer lugar en preparar la mezcla de suelo seco y agua, preparando muestra suficiente para fabricar las tres probetas que componen una serie. Adicionalmente, y debido a la pérdida de humedad que se produce en el Laboratorio, es que se les incorporó un 2.5% extra de contenido de agua con el fin de alcanzar la humedad deseada y así pudiera también tener en consideración la evaporación. Utilizando el procedimiento antes indicado se alcanzaron porcentajes de humedad muy cercanos a los previstos, con errores de menos de 0.1 %.

La preparación del molde consiste en limpiar adecuadamente toda superficie del molde de cualquier residuo, para posteriormente incorporar vaselina en sus paredes y colocar papel film en el fondo de este. Esto último se efectúa para evitar la adherencia del suelo a las paredes del molde, produciendo un deterioro de la probeta si esta es desmoldada.

La compactación del suelo en el interior del molde se efectúa mediante la ayuda de un gato hidráulico. El suelo necesario en una probeta se separa en cinco capas idénticas. A medida que se compacta el pistón de acero para compactar una capa hasta la profundidad deseada, se tiene preparada la siguiente capa a agregar al molde. Para asegurar una adecuada trabazón entre las capas, se rayan entre ellas hasta asegurar una adecuada uniformidad. Finalizadas las cinco capas la probeta se desmolda y se procede a finalizar la fase de fabricación de las probetas (Ver Figura 10).



Figura 10: Gato hidráulico empleado en la compactación de las probetas de compresión simple  
Fuente: Elaboración Propia.

El desmolde de las probetas debe ser cuidadoso y lento para evitar fracturas del material. También se recomienda que, al finalizar la compactación, la última capa quede boca abajo y sobre esa cara el pistón empuje la probeta para el desmolde con el fin de asegurar la horizontalidad y paralelismo entre las caras que afecte el resultado del ensayo de compresión no confinada. Se recomienda proteger las probetas de la pérdida de humedad mediante un papel film si estas no serán ensayadas inmediatamente.

El método es muy eficaz y permite controlar parámetros iniciales de fabricación sin mucho error en la ejecución.

### 3.4 Propiedades resistentes del suelo

Los resultados del ensayo de compresión no confinada obtenido se muestran en la Tabla 4, pudiendo observarse los valores medios de cada serie de la resistencia media a la compresión no confinada ( $q_u$ ), el módulo de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ) y el modulo de deformación al 50% de la rotura ( $E_{50\% rot.}$ ).

Tabla 4: Resultados obtenidos en el ensayo de compresión no confinada  
 Fuente: Elaboración propia.

Valores estudiados		Resultados obtenidos				
$\gamma_d$ [ $kN/m^3$ ]	w [%]	$\gamma_d$ [ $kN/m^3$ ]	w [%]	$q_u$ [ $kPa$ ]	$E_{rot}$ [ $kPa$ ]	$E_{50\% rot}$ [ $kPa$ ]
16.69	17.9	16.71	17.95	921	564	1175
	18.15	16.74	18.11	772	482	840
	18.4	16.81	18.42	681	395	834
17.19	17.65	17.39	17.75	891	520	1202
	17.9	17.23	17.92	1032	557	1362
	18.15	17.28	18.16	817	481	1006
	18.4	17.33	18.42	766	378	799
17.69	18.65	17.29	18.69	761	247	326
	17.9	17.84	17.95	1275	419	1172
	18.15	17.82	18.18	1113	324	1281
	18.4	17.79	18.39	1114	348	1104

$\gamma_d$ : Peso específico seco medio; w: humedad fabricación probetas;  $q_u$ : media de la resistencia a la compresión simple;  $E_{rot}$ : módulo medio de deformación en rotura;  $E_{50\% rot}$ : módulo medio de deformación 50 % de la rotura.

Lo resultados presentados en la tabla citada anteriormente se desprende que las condiciones de estado previtas fueron alcanzados de forma satisfactoria, con un error asociado infeior al 0.1%. Este resultado permite indicar que se pueden obtener los parámetros del estado (peso específico seco y humedad) con una tolerancia aceptable. También se observa que la resistencia a la compresión simple alcanza valores más elevados por la rama seca que por la rama húmeda, presentando una disminución de la resistencia desde menor humedad a mayor humedad. También, se observa que las mayores resistencias a la compresión no confinada se dan sobre el  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  esto se puede explicar dado que al

tener energía de compactación más elevada las partículas adoptan una distribución floculada, es decir, más desordenada, aumentando así la interacción entre las partículas. Se observa que para valores de resistencia a la compresión no confinada que fueron fabricadas a un mismo peso específico y se encuentran por la rama húmeda del Proctor y cercanos a la humedad óptima, no presentan una variación considerable en dicha resistencia al sufrir cambios en su humedad.

Con respecto a los módulos de deformación tanto en rotura como al 50% de esta, se puede apreciar que a medida que aumentamos la humedad y peso específico estos disminuyen gradualmente, siendo los valores más elevados aquellos que presentan una humedad del 17.65% y peso específico seco de 16.69 KN/m<sup>3</sup> para el módulo en rotura, y una humedad del 17.9 % y peso específico de 17.19 KN/m<sup>3</sup> para el módulo al 50% de la rotura.

En la Figura 11 se presenta la influencia del peso específico seco y la humedad de fabricación de las probetas con respecto la resistencia a la compresión simple. El eje de abscisas representa la variación de la humedad en porcentaje, mientras que el eje de ordenadas el peso específico seco en kN/m<sup>3</sup> incluyendo el Proctor de referencia. En el gráfico (a) se observan los resultados medios obtenidos de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) del ensayo CNC expresado en kPa, mientras que en el gráfico (b) se observan las isóneas de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) resultantes de la interpolación lineal y las curvas con un grado de saturación del 85 y 95 %.

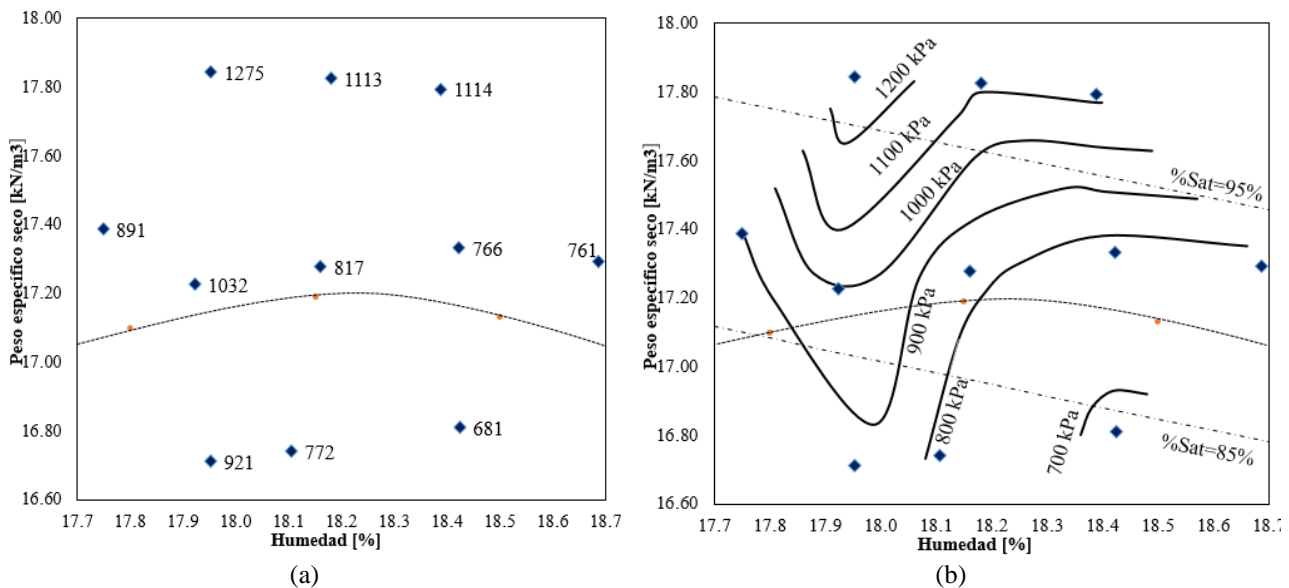


Figura 11: Influencia del peso específico seco y la humedad de fabricación de las probetas con respecto la resistencia a la compresión simple. (a) Resultados obtenidos CNC. (b) Interpretación resultados.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 12, se aprecia gráficamente que los puntos con mayor humedad requieren pesos específicos más elevados para obtener la misma resistencia a la compresión no confinada de aquellos que presentan una menor humedad. Se aprecia igual que a medida que aumenta la humedad presente

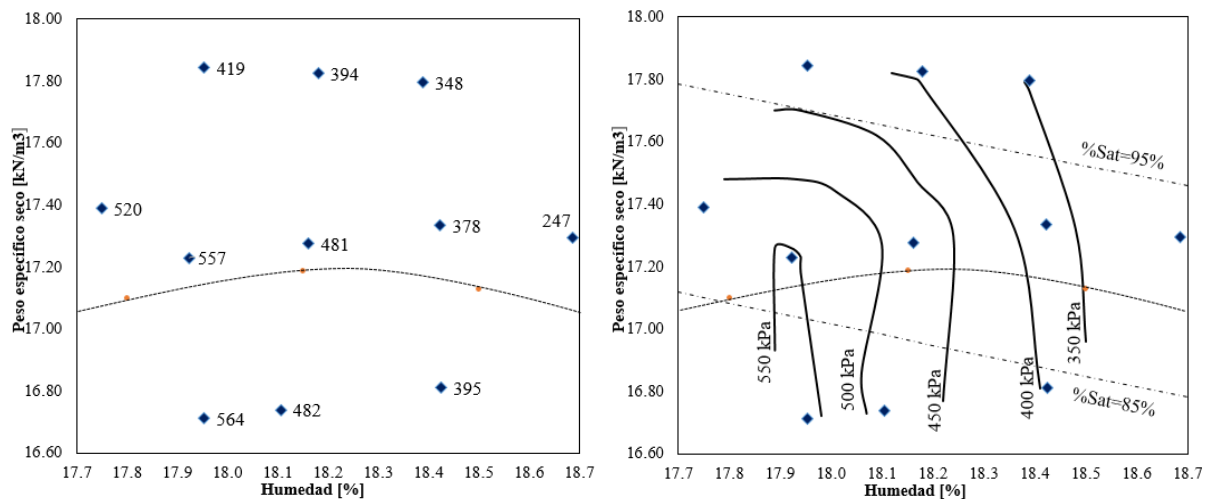
en el suelo estos no alcanzan resistencias más elevadas, aunque se aumente la energía de compactación.

Cabe mencionar que el disminuir la humedad 0.1% del óptimo a un mismo peso específico genera un aumento en  $q_u$  de 90 kPa equivalente al 10% de la carga resistida. El disminuir la humedad un 0.2% del óptimo a un mismo peso específico genera un aumento en  $q_u$  de 200 kPa equivalente al 22% de la carga resistida. Sin embargo, el aumentar la humedad 0.1% del óptimo a un mismo peso específico genera una disminución en  $q_u$  de 17 kPa equivalente al 2% de la carga resistida y a medida que aumenta la humedad de moldeo con respecto del óptimo las variaciones en  $q_u$  no son considerables.

En la Figura 12, se observa que el disminuir el peso específico seco  $0.5 \text{ kN/m}^3$  del valor óptimo no genera variaciones considerables en la resistencia a la compresión simple, en cambio un aumento de  $0.5 \text{ kN/m}^3$  del peso específico seco del valor óptimo genera un aumento en  $q_u$  de 300 kPa equivalente al 36 % de la carga resistida.

En resumen, disminuir la humedad con respecto del valor óptimo genera una mejora en la resistencia a la compresión simple, mientras que humedades superiores al óptimo disminuyen la resistencia a la compresión simple pero no afecta de manera considerable.

A continuación, en la Figura 12 se presenta la influencia del peso específico seco y la humedad de fabricación de las probetas con respecto al módulo de deformación en rotura. El eje de abscisas representa la variación de la humedad en porcentaje, mientras que el eje de ordenadas el peso específico seco en  $\text{kN/m}^3$ . En el gráfico (a) están los resultados obtenidos para la deformación en rotura del ensayo CNC expresado en kPa, mientras que en el gráfico (b) se observan las isolíneas resultantes de la interpolación lineal y las curvas con un grado de saturación del 85 y 95%.



(a)

(b)

Figura 12: Influencia del peso específico seco y la humedad de fabricación de las probetas con respecto al módulo de deformación en rotura. (a) Resultados obtenidos CNC. (b) Interpretación resultados.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 13, se puede apreciar que los valores del módulo de deformación son mayores para pesos específicos secos y humedades de compactación inferiores al óptimo. Se observa que el aumento de peso específico seco en un 0.5% genera una disminución del  $E_{rot}$  del 18% con respecto del valor óptimo.

La variación de la humedad como se puede observar en la Figura 13, igual afecta el  $E_{rot}$  debido que al aumentar la humedad en un 0.2% este disminuye cerca del 21% con respecto del valor óptimo.

Los módulos de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ) que se encuentran por debajo de los valores del  $\gamma_{dm\acute{a}x}$  no presentan variaciones considerables al cambiar el peso específico de compactación.

En resumen, el  $E_{rot}$  se presentan mayor variación para pesos específicos que se encuentran sobre el óptimo y mejoran al ir disminuyendo el contenido de humedad.

En la

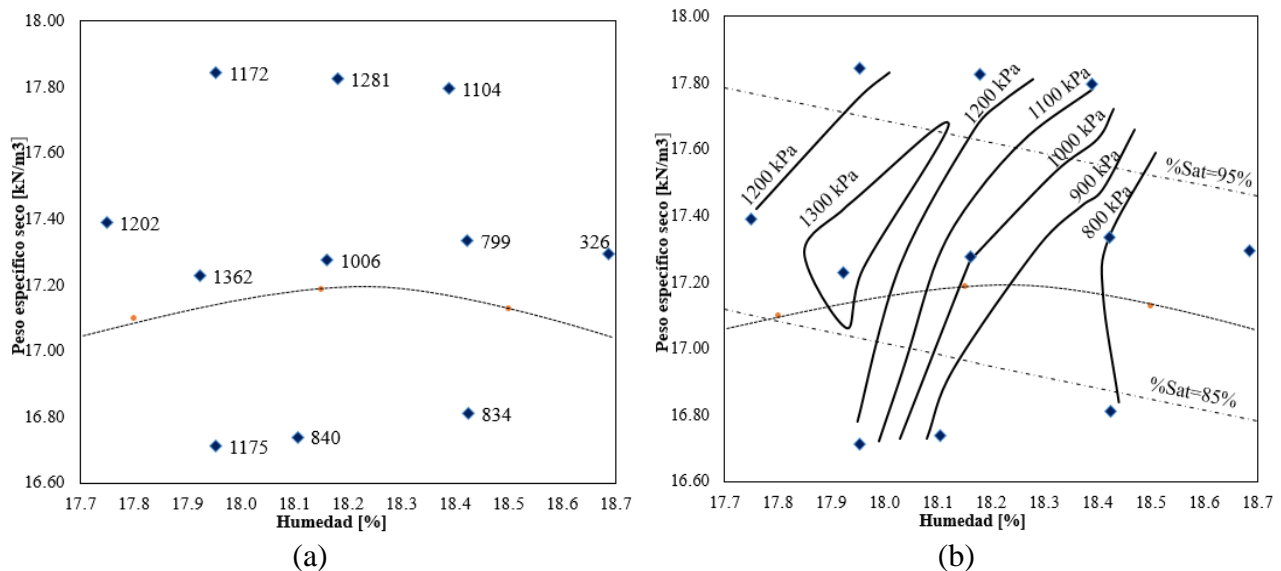


Figura 13: Influencia del peso específico seco y la humedad de fabricación de las probetas con respecto al módulo de deformación al 50% de la rotura. (a)Resultados obtenidos CNC. (b) Interpretación resultados.

se presenta la influencia del peso específico seco y la humedad de fabricación de las probetas con respecto al módulo de deformación al 50% de la rotura. El eje de abscisas representa la variación de la humedad en porcentaje, mientras que el eje de ordenadas el peso específico seco en  $\text{kN/m}^3$ . En el gráfico (a) están los resultados obtenidos para la deformación al 50% de rotura del ensayo CNC expresado en kPa, mientras que en el gráfico (b) se observan las isolíneas resultantes de la interpolación lineal y las curvas con un grado de saturación del 85 y 95%.

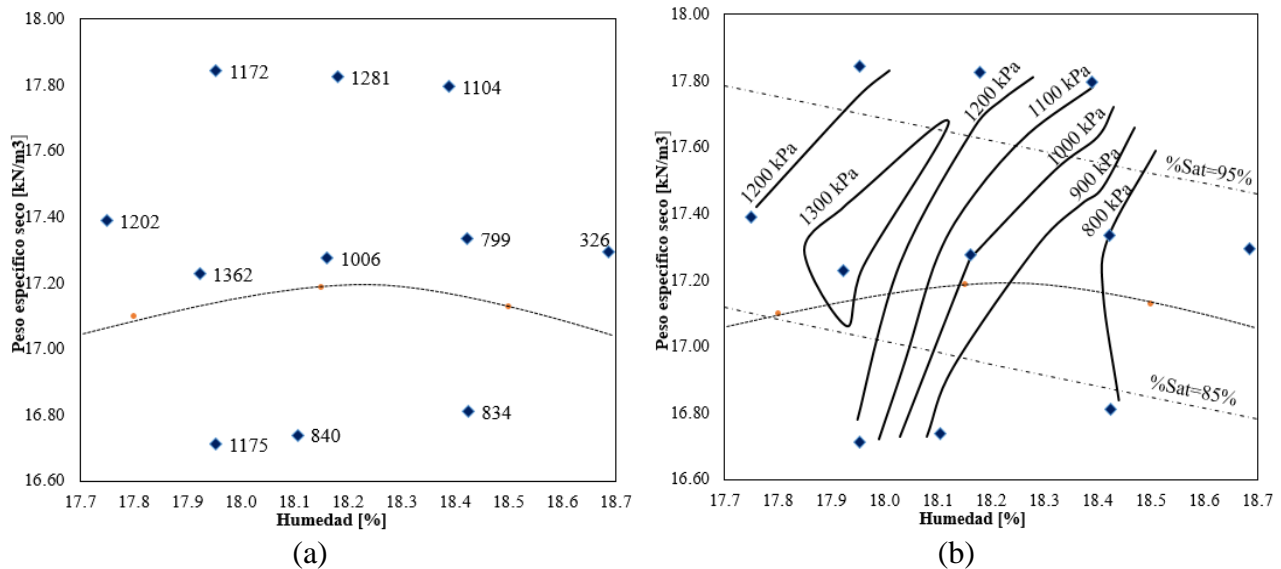


Figura 13: Influencia del peso específico seco y la humedad de fabricación de las probetas con respecto al módulo de deformación al 50% de la rotura. (a) Resultados obtenidos CNC. (b) Interpretación resultados.

Fuente: Elaboración propia.

De la Figura 14, se observa que para valores inferiores a la humedad óptima de fabricación los  $E_{50\%rot}$  son mucho más elevados y que a medida que aumenta la humedad estos comienzan a disminuir con respecto del punto más seco.

Se observa igual que una disminución del 0.2% de la humedad con respecto al óptimo genera un aumento del 35% del  $E_{50\%rot}$  con respecto del óptimo y que un aumento de un 0.2% de la humedad con respecto del óptimo genera una disminución del  $E_{50\%rot}$  de un 21%, considerando que ambos se encuentran a un mismo peso específico de compactación.

Se observa además que la isolínea del  $E_{50\%rot}$  equivalente a 1100kPa presenta una curvatura diferente a lo esperado, esto se puede explicar dado que todos los ensayos tienen errores asociados y estos ensayos son solo una aproximación a la realidad.

En resumen a medida que aumentamos las humedades de fabricación se requieren mayores energías de compactación para obtener los mismos  $E_{50\%rot}$  esto se puede explicar dado que para bajas humedad y pesos específicos secos las fallas presentes en el suelo tienden a ser frágiles, presentando bajas deformaciones y altas resistencias mientras que para altas humedades y altos pesos específicos las fallas presentes en el suelo tienden a ser dúctiles, presentando bajas resistencias y altas deformaciones.

Los resultados observados en cada figura son solo representativos para el suelo estudiado y no es posible extrapolar los datos, ya que solo se estudió el comportamiento de los parámetros resistentes y de deformación en esa región.

## 4. CONCLUSIONES

A continuación, se exponen las conclusiones más importantes de este trabajo:

- La metodología utilizada en la fabricación de probetas para controlar las condiciones de estado iniciales (humedad y peso específico seco) resultó ser eficaz, permitiendo obtener probetas con reducido porcentaje de error con respecto al valor que se quería estudiar. Errores inferiores al 1% son adecuados para evaluar el efecto de estabilizadores químicos en el terreno.
- Se ha obtenido una relación entre las condiciones iniciales de estado (peso específico seco y humedad) con respecto a la compresión simple ( $q_u$ ) y los módulos de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ) y a un 50% de la tensión nominal máxima ( $E_{50\%rot}$ ). Para el rango de humedades y pesos específicos secos estudiado se observa que a medida que aumenta la humedad se reducen  $q_u$ ,  $E_{rot}$ ,  $E_{50\%rot}$ . En cambio, el peso específico seco tiene diferentes efectos en los parámetros antes indicados según sea el caso de análisis. La resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) tiene un comportamiento directamente proporcional al peso específico seco. El módulo de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ) tiene un comportamiento inversamente proporcional al peso específico seco. Por último, el módulo de deformación al cincuenta por ciento de la rotura ( $E_{50\%rot}$ ) no se ve influenciado considerablemente por el peso específico seco.
- A partir de los ensayos efectuados se obtuvieron las curvas que representan esta relación entre el peso específico seco y la humedad para los parámetros resistentes por medio de interpolación lineal. Las curvas de resistencia a la compresión simple varían de 700 a 1200 kPa alrededor de los puntos óptimos del Proctor. Las curvas de deformación en rotura varían de 350 a 550 kPa alrededor de los puntos óptimos del Proctor. Por último, las curvas de deformación al cincuenta por ciento de rotura varían de 800 a 1300 kPa.

## 5. REFERENCIAS

- **ASTM D 422 (2002):** “Standard Test Methods for Particle-Size Analysis of Soils”, American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
- **ASTM D 698 (2012):** “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort”, American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
- **ASTM D 1557 (2012):** “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort”, American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
- **ASTM D 2166 (1980):** “Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil”, American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.



- **ASTM D 4318 (2000):** “Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils”, American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
- **ASTM D 5550 (2014):** “Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Gas Pycnometer”, American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
- **Braja M. Das (2006):** Principios de ingeniería de cimentaciones, cuarta edición.
- **Ingeniero civil, 2018.Condiciones** de drenaje en el suelo. [Figura 1] Recuperado de <http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/01/condiciones-de-drenaje-en-el-suelo.html>
- **Jiménez Salas, J. A. y De Justo Alpañes, J. L. (1975):** “Geotecnia y cimientos I: propiedades de los suelos y de las rocas”, editorial Rueda, 2ª edición.
- **Jiménez Salas (1980):** Geotecnia y cimientos III (primera y segunda parte): cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia (2 vol.)
- **Lambe y Whitman (1974):** “Mecánica de Suelos”, editorial Limusa.
- **Lambe, T.W. (1958)** The Structure of Compacted Clay. Journal of the Soil Mechanical and Foundation Division ASCE, 84, 1-35
- **Montenegro J. M., (2012):** “Valorización de suelos no aprovechables de la traza mediante su mezcla con escoria blanca de acerería eléctrica en la construcción de infraestructuras del transporte terrestre: ejecución de un terraplén experimental”. Tesis doctoral, Universidad de Cantabria.
- **NCh 1515 of 79:** “Mecánica de suelos – Humedad – ensayos”
- **NCh 1534 /1 of 79:** “Mecánica de suelos – Relaciones humedad/densidad. Parte 1: Métodos de compactación con pisón de 2,5 kg y 305 mm de caída”.
- **NCh 1534 /2 of 79:** “Mecánica de suelos – Relaciones humedad/densidad. Parte 2: Métodos de compactación con pisón de 4,5 kg y 457 mm de caída”.
- **Revista ARQHYS. 2012, 12:** Historia de la mecánica de los suelos. Equipo de colaboradores y profesionales de la revista ARQHYS.com. Recuperado de <https://www.arqhys.com/construccion/mecanica-suelos-construccion.html>.
- **Seed, H.B. et al (1955).** “Effects of Repeated Loading on the Strength and Deformation of Compacted Clay”. Annual Meeting of the Highway Research Board, Washington, D.C.
- **Terzaghi, K. (1943):** Theoretical Soil Mechanics, JohnWiley, New York.
- **Villalobos, F. (2014):** Mecánica de suelos.