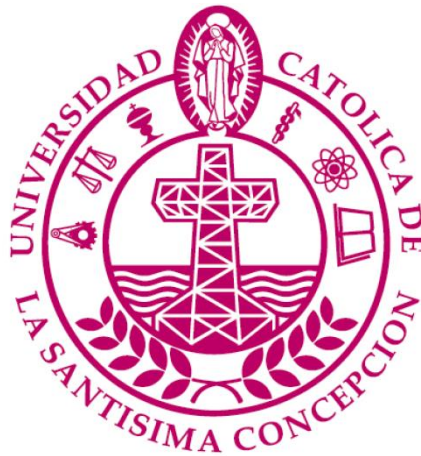


UNIVERSIDAD CATOLICA DE LA SANTISIMA CONCEPCION

Facultad de Ingeniería

Ingeniería Civil



**“Mejora de un suelo arcilloso ubicado en el sector de Punta de Parra utilizando elevados y bajos porcentajes de cal hidráulica”**

**JAEL MILLÁN PARRA**

**INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**Profesor Guía**

José Miguel Montenegro.

**Profesor Informante**

Roberto Ponce.

Concepción, Agosto 2017

## RESUMEN

La mejora de suelos mediante cal es un procedimiento antiguo, ya empleado en la construcción de la “Muralla China” o en calzadas del “Imperio Romano”. Actualmente se emplea este método en la ingeniería de carreteras (Little, 1995). El presente trabajo estudia la mejora en las propiedades geotécnicas producidas en un suelo al que se le ha añadido cal apagada en diferentes proporciones (1 y 6 %). El suelo arcilloso ha sido recogido desde el sector de Punta de Parra, Tomé, Chile. El suelo puede clasificarse según la UCSC como CL (arcilla de baja plasticidad) a partir de los ensayos de granulometría y plasticidad, al igual que la mezcla con un 1 % cal. La que mezcla que se le agregó un 6% de cal se clasificó como ML (Limo con baja plasticidad) cambiando la clasificación con respecto a la del suelo, por una que reduce su índice de plasticidad. Es decir, la cal produce una reducción en la plasticidad del suelo, la cual es proporcional en cierta medida a la cantidad de cal agregada. El suelo presenta una expansividad ligera en los ensayos de hinchamiento libre (%hinch. libre = 1,59) e hinchamiento CBR (%hinch. CBR = 2,48). Estos valores se reducen sustancialmente al añadirle un 1% (%hinch. libre = 1,54, % hinch. CBR = 0,85) y 6% de cal (%hinch libre = 0,21, % hinch. CBR=0,06). A medida que aumenta el contenido de cal hidráulica agregada al suelo (1 y 6 %), en un ensayo Proctor modificado, la densidad máxima compactada seca (DMCS) disminuye y la humedad óptima ( $\omega_{opt}$ ) aumenta. Esto quiere decir que, la mezcla suelo y cal requiere una mayor cantidad del agua para alcanzar el óptimo, especialmente debido a una mejor lubricación de las partículas, lo que trae como consecuencia una reducción de la DMCS. El CBR de las mezclas aumenta a medida que se le añade mayor proporción del cal. Ambas mezclas suelo-cal estudiadas presentaron incrementos a medida que aumenta el tiempo de curado. Sin embargo, la magnitud del incremento no fue lo esperado, pudiendo esperarse mayores aumentos en la resistencia a la compresión simple  $q_u$  si se compactan las probetas a su correspondiente DMCS y  $\omega_{opt}$ . La rigidez de las probetas, cuantificadas mediante el módulo de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ) y el módulo de deformación a una tensión igual a la mitad de la de rotura ( $E_{50\%rot}$ ) se incrementó ligeramente.

## ABSTRACT

Soil-lime mixed is an ancient method of soil improvement; utilize several constructions such as the "Great Chinese Wall" or roads of the "Roman Empire". Actually this method is extensively used in road engineering (Little, 1995). The geotechnical improvement performed on a soil that has been added different proportions of lime (1 and 6 % of lime). Soil has been collected near Punta de Parra, Tomé, Chile. According to UCSC the soils could be classified as CL (clay with low plasticity), and also the mixture with a 1% of lime. Mixtures of soil with 6% of lime change its UCSC classification to ML (silt with low plasticity), for another with low plasticity. In other words, lime reduces plasticity of this soil, approximately linearly according to the amount of lime added. The clayed soil shows slight amount of expansion in both, free swelling (%free swelling = 1,59) and CBR expansion (%CBR swelling = 2,48). These values are reduced adding one percent of lime (%free swelling = 1,54 y %CBR swelling = 0,85) and six percent (%free swelling = 0,21 y %CBR swelling = 0,06). If the content of hydraulic lime is increases (1 and 6%) in the modified Proctor test, the maximum dry density (DMCS) decreases and their optimum moisture ( $\omega_{opt}$ ) increases. This fact means that soil-lime mixtures require greater amount of water to reach the optimum, due to an enhanced lubrication of their particles, reducing the maximum dry density. The CBR index of soil -lime mixtures increment their value if the proportion of lime is increase. Shear resistance of the soil-lime mixtures is increases among the curing time are increases. Nevertheless, the amount of the increase was lesser than expected, due to is possible to achieve higher shear resistance if specimens are compacted to their corresponding DMCS and  $\omega_{opt}$ . The specimen stiffness quantified with deformation modulus in both at the maximum stress ( $E_{max}$ ) and half of them ( $E_{50\%max}$ ) are slightly increase.

*“Pero los que esperan a Jehová tendrán nuevas fuerzas; levantarán alas como las águilas; correrán, y no se cansarán; caminarán, y no se fatigarán.”*

***Isaías 40:31.***

A mi Familia.  
A mi Tata Ismael.

## AGRADECIMIENTOS

Cuando se tienen sueños y metas a lo largo de la vida, siempre hay personas que te acompañan llevarlas a cabo, es por ello que hoy al culminar esta etapa quiero agradecer a todas aquellas personas que fueron parte de esta historia.

En primer lugar quiero agradecer a mis padres Claudio y Noemí, porque de una u otra forma siempre me han ayudado llevar mis sueños a cabo. A mi hermana Kathy por su motivación y enseñanzas, también a su esposo Álvaro por ser el mejor cuñado. Agradecer a mis hermanos Ana y Pablo que siempre me decían que debía de comer para trabajar en la tesis, ya que se me olvidaba hacerlo.

También quiero agradecer a unas personitas por alegrar mis días y estas son mis lindas sobrinitas; Cata, Sofi, Koki y Claudita.

Quiero agradecer a mis abuelos que han sido un apoyo incondicional toda mi vida, al Tata Ismael por creer siempre en mí, y a la Ita que sin sus consejos no habría llegado hasta acá.

Agradecer a la familia en general como; Abuela Blanca, Tíos, Tías, Primas y Primos, en especial a Damaris e Ítalo.

Dar gracias a Dios por todos sus beneficios, ya que todo lo que tengo y lo que llegue a conseguir en esta vida de lo debo a él, también agradecer de forma general a la Iglesia IEP.

En el proceso universitario he tenido muchos amigos, pero hay personas importantes que quiero destacar Evelyn, María Isabel, y Daniela, junto a ustedes viví muchas alegrías y tristezas en la universidad y cómo olvidar todas la veces que me ayudaron en los ensayos para esta tesis, así que mil gracias. También quiero agradecer a otros amigos universitarios y de la vida, en especial a Jimmy, Karla, Diego, Karen, Juan Pablo, Génesis, Leslie, Nadia y Evans gracias por su amistad y apoyo.

Agradecer al Profesor José Miguel Montenegro por la ayuda y consejos, a todas las personas con las que trabajé en el laboratorio de mecánica de suelos, en especial Daniel, Erwin, Roberto y Don Mauricio.

También agradecer a la Tía Mariela por su respaldo y cariño, a las personas que me fueron ayudar en los ensayos para la tesis, a los que pasamos por el laboratorio de hidráulica, a los que me ayudaron en la antigua tesis (la fallida), en especial a Javiera.

Por último, agradecer a todos los que se me olvidó nombrar, a los que fueron parte de mi vida, a los que aún están en ella y a los estarán, en fin GRACIAS TOTALES.

JDMP.

# ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1	Presentación del tema .....	1
1.2	Objetivos .....	2
1.2.1	Objetivo general .....	2
1.2.2	Objetivos específicos .....	2
1.3	Justificación .....	2
1.4	Delimitación y alcances del estudio .....	3
<b>2</b>	<b>MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>5</b>
2.1	Cal .....	5
2.1.1	Tipos de cal .....	8
2.1.2	Cal en Chile .....	12
2.2	Reacciones suelo-cal a corto plazo .....	13
2.2.1	El intercambio iónico .....	13
2.2.2	Floculación y aglomeración de partículas .....	14
2.2.3	Modificación de la textura y consistencia .....	15
2.2.4	Cambio en la plasticidad producido por la acción de la cal .....	16
2.2.5	Requerimiento de cal (pH) .....	17
2.2.6	Acción de la cal sobre las características de compactación .....	18
2.2.7	Capacidad de Soporte de California (CBR) de las mezclas suelo-cal .....	18
2.2.8	Efectos del hinchamiento libre de las mezclas suelo-cal .....	19
2.3	Reacciones suelo-cal a largo plazo .....	20

2.3.1	Cementación de las mezclas suelo-cal.....	20
2.3.2	Recarbonatación de la cal.....	20
2.3.3	Resistencia a la compresión no confinada de las mezclas de suelo-cal.....	21
<b>3</b>	<b>MATERIALES Y MÉTODOS .....</b>	<b>24</b>
3.1	Materiales .....	24
3.2	Recolección y preparación de las muestras .....	25
3.3	Caracterización geotécnica del suelo y las mezclas .....	27
3.3.1	Granulometría del suelo .....	27
3.3.2	Proporción de las mezclas suelo-cal mediante el pH .....	28
3.3.3	Límites de Atterberg para el suelo y las mezclas .....	30
3.3.4	Gravedad específica para el suelo .....	34
3.4	Proctor normal para el suelo y Proctor modificado para el suelo y las mezclas .....	35
3.5	Ensayo CBR para el suelo y las mezclas .....	38
3.6	Ensayo compresión no confinada CNC para el suelo y las mezclas .....	40
3.7	Hinchamiento libre para el suelo y las mezclas .....	43
<b>4</b>	<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>46</b>
4.1	Caracterización geotécnica del suelo y las mezclas .....	46
4.1.1	Análisis granulométrico .....	46
4.1.2	Determinación de pH para las mezclas .....	47
4.1.3	Plasticidad .....	48
4.1.4	Gravedad específica .....	50
4.2	Determinación de la compactación.....	51

4.3 Hinchamiento libre del suelo y las mezclas.....	53
4.4 CBR del suelo y mezclas .....	55
4.5 Determinación de la Compresión No Confinada (CNC).....	59
<b>5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>64</b>
<b>6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>67</b>
<b>7 ANEXOS .....</b>	<b>71</b>
7.1 Datos y cálculos para el ensayo de granulometría del suelo .....	71
7.2 Datos y cálculos para el ensayo de gravedad específica del suelo .....	72
7.3 Datos y cálculos para la proporción de las mezclas suelo-cal mediante el pH.....	73
7.4 Datos y cálculos para el ensayo de plasticidad del suelo y las mezclas .....	74
7.5 Datos y cálculos para los ensayos de Proctor normal y Proctor modificado del suelo y las mezclas suelo-cal (1 y 6 %) .....	78
7.6 Datos y cálculos para el ensayo CBR del suelo y las mezclas suelo-cal.....	83
7.7 Datos y cálculos para el ensayo de CNC del suelo y mezclas suelo-cal .....	90
7.8 Datos y cálculos para el ensayo de hinchamiento libre del suelo y mezclas suelo-cal	

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Mapa de ubicación de la extracción del suelo, sector Punta de Parra. ....	4
Figura 2.1: Ciclo de la cal. ....	8
Figura 2.2: Capa doble difusa de las partículas de arcilla. ....	14
Figura 2.3: Efecto de sustitución iónica en la capa doble difusa de las partículas de arcilla. .....	15
Figura 3.1: Preparación del suelo: (a) Contenedores para el suelo extraído, y (b) Bandejas utilizadas para moler terrones de suelo y secarlo. ....	25
Figura 3.2: (a) Batidora para preparar mezclas, y (b) Bandeja con suelo, suelo-cal 1% y suelo-cal 6%. ....	26
Figura 3.3: (a) Eliminación de los finos del suelo, y (b) Tamices utilizados para determinar banda granulométrica. ....	28
Figura 3.4: Muestras de suelo y cal (con variados porcentajes) a ensayar, antes de introducir agua común. ....	29
Figura 3.5: Muestras de suelo y cal (con variados porcentajes) selladas para ser agitadas manualmente. ....	29
Figura 3.6: Medición de pH y temperatura de las mezclas suelo-cal. ....	30
Figura 3.7: (a) Material de ensayo y superficie lisa en el cucharón, y (b) Material ensayado por método de Casagrande. ....	32
Figura 3.8: (a) Muestra de suelo y cal, y (b) Formación de bastones de aproximadamente 3 mm de diámetro. ....	33

Figura 3.9: (a) Extracción de burbujas en bomba de vacío, y (b) Extracción de burbujas en cocinilla a gas. ....	35
Figura 3.10: (a) Preparación de las mezclas, y (b) Realización de Proctor modificado. ....	36
Figura 3.11: (a) Probeta retirada de molde con gata hidráulica, y (b) Extracción de muestras representativas. ....	37
Figura 3.12: Compactación de la muestra. ....	38
Figura 3.13: Probetas sumergidas de las mezclas suelo-cal con porcentajes de cal hidráulica del 1 y 6 %. ....	39
Figura 3.14: (a) Ensayo de probeta en la máquina de CBR, y (b) Extracción de la muestra con gata hidráulica. ....	40
Figura 3.15: (a) Molde Harvard utilizado para elaborar probetas, y (b) Verificación de medidas geométricas de la probeta. ....	41
Figura 3.16: (a) Probeta envuelta en Parafilm, y (b) Probetas en caja de curado. ....	42
Figura 3.17: (a) Ensayo de probetas, y (b) Probetas ensayadas y secadas. ....	43
Figura 3.18: (a) Apisonamiento de la muestra, y (b) Montaje de anillo a la máquina de edómetro. ....	44
Figura 3.19: Ensayando la muestra de suelo en la máquina del edómetro, registrando la expansión de éste. ....	45
Figura 3.20: (a) Pastillas de suelo-cal (1 %), y (b) Patilla suelo-cal (6 %). ....	45
Figura 4.1: Curva granulométrica para el suelo en estudio. ....	46
Figura 4.2: Determinación de pH de las mezclas suelo-cal. ....	47
Figura 4.3: Carta de plasticidad de Casagrande para el suelo, suelo-cal 1% y suelo-cal 6%. ....	49

Figura 4.4: Curvas Proctor obtenida del suelo y de las mezclas suelo-cal.....	51
Figura 4.5: Humedades de hinchamiento libre asociadas a las curvas de compactación. ....	53
Figura 4.7: Gráfico tensión del suelo-cal 1 % respecto a la penetración del pistón, para las tensiones a 0,1” y 0,2”.....	55
Figura 4.6: Gráfico tensión del suelo respecto a la penetración del pistón, para las tensiones a 0,1” y 0,2”.....	55
Figura 4.8: Gráfico tensión del suelo-cal 6 % respecto a la penetración del pistón, para las tensiones a 0,1” y 0,2”.....	55
Figura 4.9: Variación de CBR respecto la densidad seca del suelo-cal 1 %.....	57
Figura 4.10: Variación de CBR respecto la densidad seca del suelo. ....	57
Figura 4.11: Variación de CBR respecto la densidad seca del suelo-cal 6 %.....	57
Figura 4.12: Evolución de la resistencia a la compresión no confinada (qu) del suelo y mezclas. ....	60
Figura 4.13: Evolución temporal del módulo secante de deformación en rotura de las probetas ensayadas. ....	62
Figura 4.14: Evolución temporal del módulo secante de deformación al 50% de la tensión de rotura de las probetas ensayadas. ....	63
Figura 7.1: (a) Límite líquido para el suelo, y (b) Límite plástico para el suelo. ....	77
Figura 7.2: (a) Límite líquido suelo-cal 1%, y (b) Límite plástico suelo-cal 1%.....	77
Figura 7.3: (a) Límite líquido suelo-cal 1%, y (b) Límite plástico suelo-cal 1%.....	77
Figura 7.4: Gráfico de tensiones de penetración versus la penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR del suelo. ....	88

Figura 7.5: Gráfico de tensiones de penetración versus la penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR de la mezcla suelo-cal 1%.....	89
Figura 7.6: Gráfico de tensiones de penetración versus la penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR de la mezcla suelo-cal 6%.....	89
Figura 7.7: Resumen de las probetas de suelo ensayadas a 0 días.....	91
Figura 7.8: Resumen de las probetas suelo-cal 1% ensayadas a 0 días.....	92
Figura 7.9: Resumen de las probetas suelo-cal 6 % ensayadas a 0 días.....	93
Figura 7.10: Resumen de las probetas de suelo ensayadas a 3 días.....	94
Figura 7.11: Resumen de las probetas suelo-cal 1 % ensayadas a 3 días.....	95
Figura 7.12: Resumen de las probetas suelo-cal 6 % ensayadas a 3 días.....	96
Figura 7.13: Resumen de las probetas de suelo ensayadas a 7 días.....	97
Figura 7.14: Resumen de las probetas suelo-cal 1 % ensayadas a 7 días.....	98
Figura 7.15: Resumen de las probetas suelo-cal 6 % ensayadas a 7 días.....	99
Figura 7.16: Resumen de las probetas de suelo ensayadas a 28 días.....	100
Figura 7.17: Resumen de las probetas suelo-cal 1 % ensayadas a 28 días.....	101
Figura 7.18: Resumen de las probetas suelo-cal 6 % ensayadas a 28 días.....	102

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Clasificación de cales hidráulicas. ....	10
Tabla 2.2: Diferentes comportamientos de las cales en los suelos, según su composición química. ....	11
Tabla 2.3: Producción de caliza por Región según la producción anual (toneladas), para los años 2005-2014. ....	12
Tabla 2.4: Incrementos de la resistencia a la compresión no confinada (CNC) con el agregado de cal. ....	23
Tabla 2.5: Influencia de la energía y humedad de compactación en la CNC. ....	23
Tabla 4.1: Resultados medios obtenidos del ensayo de plasticidad para el suelos y las mezclas suelo-cal. ....	48
Tabla 4.2: Clasificación según la USCS y AASHTO para el suelo y las mezclas suelo-cal. ....	49
Tabla 4.3: Índices de vacíos determinados en la condición óptima de ensayo Proctor de referencia tanto del suelo como de las mezclas suelo-cal. ....	52
Tabla 4.4: Hinchamiento libre (%) del suelo y las mezclas suelo-cal (1 y 6 %). ....	54
Tabla 4.5: CBR (%) al 95 % de la DMCS del suelo y las mezclas. ....	58
Tabla 4.6: Expansión (%) del suelo y las mezclas. ....	58
Tabla 4.7: Módulo secante medio de deformación en rotura y módulo secante medio de deformación en rotura a una tensión del 50% de la de rotura. ....	61
Tabla 7.1: (a) Datos antes de lavar la muestra de suelo en gramos, y (b) Datos después de lavar la muestra de suelo en gramos. ....	71

Tabla 7.2: Resumen de los porcentajes de masa retenido y que pasa de la muestra de suelo. .....	72
Tabla 7.3: Media de los datos obtenidos del ensayo GS utilizando la bomba de vacío. ....	72
Tabla 7.4: Media de datos obtenidos del ensayo GS utilizando cocinilla a gas. ....	72
Tabla 7.5: Datos obtenidos de la determinación de pH para las mezclas de suelo – cal. ....	73
Tabla 7.6: Datos obtenidos de la determinación de límite líquido del suelo. ....	74
Tabla 7.7: Datos obtenidos de la determinación de límite plástico del suelo. ....	74
Tabla 7.8: Datos obtenidos de la determinación de límite líquido del suelo – cal 1%. ....	75
Tabla 7.9: Datos obtenidos de la determinación de límite plástico del suelo-cal 1%. ....	75
Tabla 7.10: Datos obtenidos de la determinación de límite plástico del suelo-cal 6%. ....	76
Tabla 7.11: Datos obtenidos de la determinación de límite líquido del suelo-cal 6%. ....	76
Tabla 7.12: Determinación de la masa de suelo y densidad húmeda del Proctor normal. ....	78
Tabla 7.13: Determinación de la humedad del suelo del ensayo Proctor normal. ....	78
Tabla 7.14: Determinación de la densidad seca del suelo del ensayo Proctor normal. ....	78
Tabla 7.15: Determinación de la masa de suelo y densidad húmeda del Proctor modificado. .....	79
Tabla 7.16: Determinación de la humedad suelo del ensayo Proctor modificado. ....	79
Tabla 7.17: Determinación de la densidad seca del suelo del ensayo Proctor modificado. ..	79
Tabla 7.18: Masa suelo-cal 1% y densidad húmeda del Proctor modificado. ....	80
Tabla 7.19: Determinación de la humedad suelo-cal 1% del ensayo Proctor modificado....	80
Tabla 7.20: Densidad seca suelo-cal 1% del ensayo Proctor modificado. ....	80
Tabla 7.21: Masa de suelo-cal 6% y densidad húmeda del Proctor modificado. ....	80
Tabla 7.22: Determinación de la humedad suelo-cal 6% del ensayo Proctor modificado....	81

Tabla 7.23: Densidad seca de suelo-cal 6% del ensayo Proctor modificado. ....	81
Tabla 7.24: Determinación de la densidad húmeda y sumergida del suelo del ensayo. ....	83
Tabla 7.25: Determinación de la densidad húmeda y sumergida suelo-cal 1% de ensayo. ...	83
Tabla 7.26: Determinación de la densidad húmeda y sumergida suelo-cal 6% de ensayo. ...	84
Tabla 7.27: Determinación de las humedades y densidad seca del suelo de ensayo. ....	84
Tabla 7.28: Determinación de las humedades y densidad seca suelo-cal 1% de ensayo. ....	84
Tabla 7.29: Determinación de las humedades y densidad seca suelo-cal 6% de ensayo. ....	85
Tabla 7.30: Determinación de humedad promedio a través de la humedad superior e inferior de ensayo para el suelo. ....	85
Tabla 7.31: Determinación de humedad promedio a través de la humedad superior e inferior de ensayo para suelo-cal 1%. ....	85
Tabla 7.32: Determinación de humedad promedio a través de la humedad superior e inferior de ensayo para suelo- cal 6%. ....	85
Tabla 7.33: Determinación de la expansión de la muestra a través de la lectura inicial y final de los diales para el suelo. ....	86
Tabla 7.34: Determinación de la expansión de la muestra a través de la lectura inicial y final de los diales para suelo-cal 1%. ....	86
Tabla 7.35: Determinación de la expansión de la muestra a través de la lectura inicial y final de los diales para suelo-cal 6%. ....	86
Tabla 7.36: Determinación de las tensiones de penetración y penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR del suelo. ....	87
Tabla 7.37: Determinación de las tensiones de penetración y penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR de la mezcla suelo-cal 1%. ....	87

Tabla 7.38: Determinación de las tensiones de penetración y penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR de la mezcla suelo-cal 6%.....	88
Tabla 7.39: Determinación de CBR para el suelo. ....	89
Tabla 7.40: Determinación de CBR para la mezcla suelo-cal 1 % . ....	90
Tabla 7.41: Determinación de CBR para la mezcla suelo-cal 6 % . ....	90
Tabla 7.42: Resumen de los resultados del ensayo de expansión para el suelo. ....	103
Tabla 7.43: Resumen de los resultados del ensayo de expansión para el suelo-cal 1 %.....	103
Tabla 7.44: Resumen de los resultados del ensayo de expansión para el suelo-cal 6 %.....	103
Tabla 7.45: Determinación de la expansión del suelo. ....	103
Tabla 7.46: Determinación de la expansión de la mezcla suelo-cal 1 % . ....	104
Tabla 7.47: Determinación de la expansión de la mezcla suelo-cal 6 % . ....	104

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Presentación del tema

El suelo es la base fundamental de toda obra civil y este puede ser utilizado de diversas formas, se lo puede emplear como material de construcción para la elaboración de terraplenes, fundaciones, muros, obras viales, entre otras. Por tal motivo este material debe cumplir con ciertas propiedades físicas y mecánicas que permitan su estabilidad y resistencia para que pueda satisfacer las distintas sollicitaciones a las cuales el material estará expuesto.

En el territorio Chileno existen suelos que no satisfacen lo antes descrito, como la presencia de suelos expansivos, los cuales debidos a su elevada plasticidad e inestabilidad de volumen en función de la humedad generan constante inestabilidad en las obras civiles, por tal motivo es necesario buscar una alternativa de estabilización para este tipo de suelos.

Una de las alternativas con las que se puede controlar los problemas que generan estos “suelos malos” es mediante la adición de productos químicos que saturen su capacidad de intercambio catiónico, entre estos procedimientos se encuentran el uso de cal y cemento.

Este trabajo se enfoca en la mejora de un suelo arcilloso del sector Punta de Parra, el cual es tratado mediante la incorporación de cal hidráulica con una dosificación en términos de porcentajes. Con el propósito de obtener variados resultados de la mezcla suelo-cal, se eligió utilizar dos porcentajes de cal de un 1 y 6 % (valores extremos entre sí).

Los resultados obtenidos en laboratorio de las mezclas suelo-cal, quiere mostrar los cambios que se producen en las propiedades físicas y mecánicas de éste, permitiendo que su estabilidad y resistencia pueda satisfacer las distintas sollicitaciones, a las cuales el material estará expuesto a corto (ensayo de plasticidad, expansión, Proctor y CBR) y a largo plazo (compresión no confinada).

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo general**

Determinar la mejora de un suelo arcilloso del sector de Punta de Parra agregando dos porcentajes de cal hidráulica.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

1. Caracterizar el suelo al mezclarlo con dos diferentes porcentaje de cal hidráulica.
2. Determinar la mejora de las propiedades resistentes y expansivas de las mezclas suelo-cal.

## **1.3 Justificación**

La durabilidad y funcionamiento a largo plazo de una estructura o un proyecto de construcción depende de la calidad de los suelos de fundación. Los suelos inestables pueden llegar a crear problemas significativos tanto en las estructuras como en los pavimentos. El tratamiento químico de los suelos por medio de la adición de cal y cemento transforma a los suelos inestables en materiales utilizables (Maldonado, 2009). La estabilización del suelo logra un cambio considerable de las características del mismo, produciendo resistencia y estabilidad a largo plazo, en particular en lo que concierne a la acción del agua, además de un ahorro económico (Gamica et al., 2002).

En la construcción de caminos y carreteras es de gran importancia lograr una estabilización del suelo en cada uno de los estratos del pavimento como son la sub-rasante, base y sub-base, pues al ser el pavimento una estructura liviana, al asentarse en un suelo expansivo

esta puede sufrir grandes daños, lo genera pérdidas económicas para poder reconstruirlas (Maldonado, 2009).

Con el objetivo de minimizar en lo posible el movimiento de tierras, ya sea por consideraciones económicas, ambientales o técnicas, el tratamiento y estabilización con cal es una buena alternativa para mejorar las propiedades geotécnicas de un suelo (Gamica et al., 2002).

De esta manera, es posible justificar que la mejora de un suelo arcilloso con cal hidráulica tiene como resultado a corto plazo; disminución de la plasticidad, aumento de la humedad óptima y disminución de la densidad máxima para ensayo Proctor, reducción de las propiedades expansivas, y aumento de CBR, en cambio para el estudio a largo plazo se tiene como resultado un aumento en la compresión no confinada.

Finalmente, este estudio pretende promover alternativas de estabilización de suelo-cal en nuestro país, con el propósito de constatar las variantes que tiene la aplicación de los métodos descritos y que a futuro se pueda construir un manual para la ejecución de estos proyectos.

#### **1.4 Delimitación y alcances del estudio**

El trabajo se limita a estudiar suelo arcilloso extraído de la Quebrada Honda, sector Punta de Parra, comuna de Tomé, VIII región, Chile.

Las coordenadas correspondientes a la ubicación geográfica de la extracción del suelo son: 36°40'25" latitud Sur y 72°58'21" longitud Oeste (Ver Figura 1.1).

La mejora de arcillas, se llevó a cabo luego de caracterizar el suelo, determinando sus propiedades tanto físicas como mecánicas, mediante pruebas de laboratorio basadas en las

normas ASTM (American Standard for Testing Materials,) y NCh (Norma Chilena) oficiales.

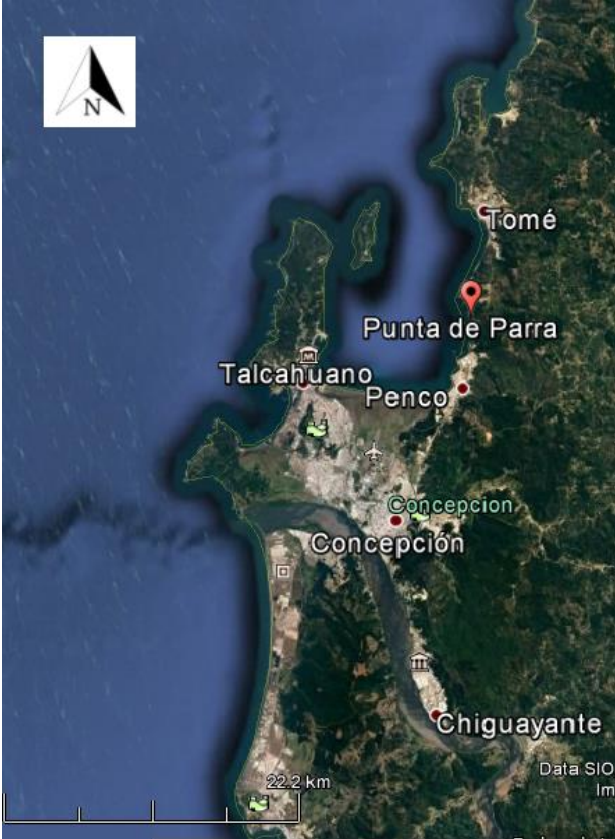


Figura 1.1: Mapa de ubicación de la extracción del suelo, sector Punta de Parra.  
Fuente: <http://www.googleearth.cl/>.

## 2 MARCO TEÓRICO

### 2.1 Cal

Los antecedentes más conocidos de aplicación de suelos estabilizados con cal en obras de ingeniería de gran magnitud corresponden a la Muralla China, caminos y acueductos del Imperio Romano (Fernández Loaiza, 1982).

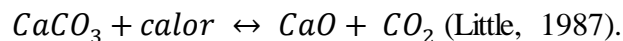
Ciclo de la cal

Se conoce como cal al producto resultante de la calcinación de rocas calcáreas en hornos a temperaturas superiores a los 900°C (Little, 1987). El material calcáreo proviene normalmente de calizas, estas últimas constituidas con más del 90% de carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ), o calizas dolomíticas, aquellas que contienen entre un 20 a un 40% de carbonato de magnesio ( $\text{MgCO}_3$ ), correspondiendo el resto carbonato de calcio (Bauzá, 2003).

A continuación se explican tres procesos para llevar a cabo la elaboración de cal:

#### i.) Calcinación

A presión atmosférica las calizas calcíicas se descomponen a una temperatura de 900°C para formar óxido de calcio ( $\text{CaO}$ ) y dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) (Little, 1987).



De la ecuación, el dióxido de carbono debe ser eliminado lo más rápidamente posible dada la reversibilidad de la reacción (Little, 1987).

Bauzá (2003) dice que las calizas dolomíticas  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ , en cambio se descomponen a los 730°C en óxido de magnesio ( $\text{MgO}$ ), dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) y carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) y posteriormente a los 900° C el carbonato de calcio se descompone como en el

caso de las calizas calcíticas. El autor también explica que el tiempo de duración de la calcinación (tiempo de retención), como las máximas temperaturas a las que se efectúa la misma, influyen en los productos resultantes.

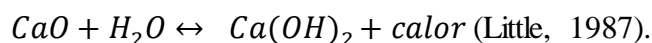
Las cales calcinadas a temperaturas muy elevadas (“quemado fuerte”) resultan más densas y con partículas de mayor tamaño, debido al proceso de sinterización de los óxidos (unión de las superficies de las partículas del polvo compacto cuando se calientan), lo cual se traduce en una menor actividad de las mismas (Little, 1987).

Little (1987) explica que el proceso de sinterización es más perjudicial mientras más impurezas (óxidos) tiene la materia prima, siendo el óxido de magnesio (MgO) quien más sufre las consecuencias, ya que la temperatura a la cual se disocia el mismo en las dolomías es sobrepasada en mucho a fin de lograr la formación del carbonato de calcio. Consecuentemente, Little (1987) concluye que las cales dolomíticas son las que más reactividad pierden como resultado de este proceso.

Por otra parte, Fernández (1982) dice que si la temperatura excede los 1200°C se forma cal inactiva por separación del óxido de calcio y que después de la calcinación el producto se deja enfriar, para posteriormente proceder a su molienda hasta un tamaño usualmente inferior a 2” obteniéndose la denominada cal viva.

## **ii.) Hidratación**

Agregando agua a la cal viva hasta satisfacer su afinidad química para la humedad, se obtiene un polvo seco denominado cal seca hidratada, la reacción que ocurre es la siguiente (Little, 1987):



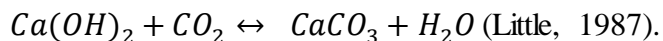
De la ecuación, Little (1987) concluye que en el proceso la temperatura se eleva por sobre los 160°C, con desprendimiento de abundantes humos de vapor de agua y aumentos considerables de volumen que causan la pulverización de la cal.

Por otra lado, Bauzá (2003) explica que la hidratación ocurre rápidamente en las cales cálcicas, produciéndose el hidróxido de calcio, no así en las cales dolomíticas donde la baja reactividad del óxido de magnesio hace que en condiciones de presión atmosférica normal y tiempos de retención bajos se forme la denominada cal monohidratada o cal dolomítica normalmente hidratada constituida por hidróxido de calcio con óxido de magnesio ( $\text{Ca(OH)}_2 + \text{MgO}$ ).

El óxido de magnesio también puede ser hidratado mediante procesos de alta temperatura o presión o elevado tiempo de retención para formar las cales dolomíticas dihidratadas o cales hidratadas especiales que contiene hidróxidos de calcio y magnesio ( $\text{Ca(OH)}_2 + \text{Mg(OH)}_2$ ) (Fernández, 1982).

### iii.) **Carbonatación**

Es el proceso que cierra el ciclo reconstituyendo el carbonato de calcio original. Se produce por acción del anhídrido carbónico del aire sobre el hidróxido de calcio como muestra la siguiente ecuación (Little, 1987):



A través del diagrama que muestra la Figura 2.1, es posible observar de forma resumida el proceso anteriormente explicado de la elaboración de cal. Comenzado con la piedra caliza ( $\text{CaCO}_3$ ), que a través de la calcinación (liberación de dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ )) se obtiene cal viva ( $\text{CaO}$ ), luego a través del proceso de hidratación (liberación de calor) es posible conseguir hidróxido de calcio ( $\text{Ca(OH)}$ ). Finalmente, a través del proceso de carbonatación

(incorporación de dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) y liberación de calor) es posible volver a formar carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ).

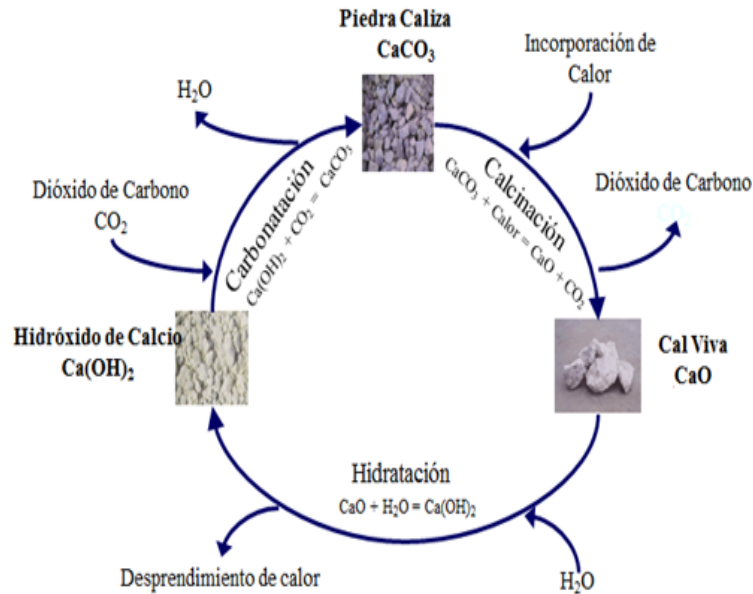


Figura 2.1: Ciclo de la cal.

Fuente: <http://www.soprocal.cl/>.

### 2.1.1 Tipos de cal

En general, existen dos tipos de cales con características particulares que las hacen más apropiadas para una u otra aplicación.

A continuación se nombrarán las principales cales comercializadas en Chile:

#### i.) Cales aéreas e hidráulicas

Venaut y Papadakis (1966) indican que las cales aéreas son aquellas que endurecen por la acción de la carbonatación en contacto con el aire atmosférico o con el anhídrido carbónico disuelto en el agua de amasado.

Las cales áreas se pueden dividir en:

La *Cal viva* se obtiene de la calcinación de la caliza que al desprender dióxido de carbono se transforma en óxido de calcio, se presenta en forma de grano o molidas en polvo, ya que esta forma supone que no se ha hidratado el producto de la calcinación (Musuruana et al., 1964).

La *Cal apagada* proviene de la cal viva cuando al combinarse con el agua, pasa a transformarse de óxido a hidróxido de calcio y una vez apagada (hidratada), ésta se presenta en forma de pasta, lechada o suspensión de cal en agua, o incluso en forma de polvo seco (Musuruana et al., 1964).

Las cales hidráulicas según Deloye (1993) se logran mediante la calcinación de rocas calcáreas impuras, con contenidos de arcillas o minerales compuestos por aluminatos y silicatos en cantidades entre 8 a 20%.

A medida que se produce el calentamiento de los materiales se da lugar a los siguientes procesos (Deloye, 1993):

- Desde los 100°C: evaporación del agua de la roca;
- Desde los 700°C: descomposición de los aluminosilicatos en sílice y alúmina;
- Desde los 900°C: descomposición del  $\text{CaCO}_3$ ;
- A mayor T°: reacción del  $\text{CaO}$  con la sílice y alúmina formando silicatos y aluminatos que conjuntamente con el  $\text{Ca(OH)}_2$  constituyen la cal hidráulica (Deloye, 1993).

Los silicatos y aluminatos formados, reaccionan con el hidróxido de calcio en presencia de agua para formar silicatos y aluminatos hidratados de calcio insolubles que se cristalizan, pudiendo el agua disolver más productos anhidros y volviendo a cristalizar, generando

cristales que se entrecruzan y sueldan produciendo la solidificación y posterior endurecimiento (Deloye, 1993).

Musuruana et al., (1964) indica que los componentes que dan hidraulicidad a una cal, son en definitiva compuestos aluminio silicatados -como las arcillas- activados por temperatura y combinadas con el  $\text{Ca(OH)}_2$  para formar silicatos y aluminatos de calcio.

Venaut y Papadakis (1966) define la hidraulicidad como la propiedad de ciertos materiales de combinarse con el agua para formar una pasta que endurece incluso en ausencia de aire, presentando todas las características propias de los ligantes: adherencia y cohesión interna.

Vicat definió el índice de hidraulicidad, realizando en base a él, una clasificación de cales hidráulicas, la cual se puede ver en la Tabla 2.1 (Venaut y Papadakis, 1966).

Índice de hidráulico (I) =  $(Si_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3)/(CaO + MgO)$  (Venaut y Papadakis, 1966).

Tabla 2.1: Clasificación de cales hidráulicas.

Fuente: Modificado de Venaut y Papadakis, 1966.

Naturaleza	Índice hidráulico (I)	Porcentaje de arcilla (%)	Tiempo de fraguado en agua (t)
Cal gruesa y magra (aérea)	0 - 0,10	0 - 5,3	-----
Cal débilmente hidráulica	0,10 - 0,16	5,3 - 8,2	16 - 30 días
Cal medianamente hidráulica	0,16 - 0,31	8,2 - 14,8	10 - 15 días
Cal propiamente hidráulica	0,31 - 0,42	14,8 - 19,1	5 - 9 días
Cal eminentemente hidráulica	0,42 - 0,50	19,1 - 21,8	2 - 4 días
Cal límite o cemento lento	0,50 - 0,65	21,8 - 26,7	1 - 12 horas
Cemento rápido	0,65 - 1,20	26,7 - 40,0	5 - 15 minutos

De la Figura 2.2 se observa que dependiendo del tipo de cal que se tenga, la incorporación de arcilla cambia, es decir, entre más hidráulica sea la cal mayor cantidad de arcilla se necesita, obteniendo así un menor tiempo de fraguado en agua y un mayor índice hidráulico.

## ii.) Cales cálcicas y dolomíticas

Musuruana et al., (1964) indica que las cales dolomíticas poseen una menor reactividad con respecto a las cálcicas como consecuencia del proceso de calcinación, se traduce luego en una hidratación más lenta, por lo tanto, cuando la estabilización del suelo se realiza con cal viva, deberá contemplarse el tipo de cal si se va a establecer como referencia la resistencia a la compresión en un período de tiempo determinado, normalmente 7 días, ya que la baja reactividad del óxido de magnesio (MgO) precisaría de tiempos mayores para llegar a las resistencias requeridas.

Se puede establecer la siguiente comparación entre cales cálcicas y magnesianas en la estabilización de suelos (Ver Tabla 2.2):

Tabla 2.2: Diferentes comportamientos de las cales en los suelos, según su composición química.

Fuente: Modificado de Musuruana et al., 1964.

<b>Propiedades</b>	<b>Cales cálcicas</b>	<b>Cales Magnesianas</b>
Resistencia	menor	mayor
Disminución de plasticidad	mayor	menor
Disminución de densidad máxima	mayor	menor
Incremento de la humedad óptima	mayor	menor

De la Tabla 2.2, se puede observar que la resistencia obtenida de la mezclas suelo-cal para las cales cálcicas es menor que para las cales magnesianas, en cambio para los otros parámetros descritos, la cales cálcicas son mayores que las magnésicas. Por este motivo prácticamente estas cales se usa poco para el tratamiento de los suelos expansivos.

## 2.1.2 Cal en Chile

La versatilidad de cal y sus variadas aplicaciones han llevado la producción de este insumo en Chile a aproximadamente 6 millones de toneladas al año, para el consumo nacional, de esta cifra, un 90% se consume en el sector minero y el resto en la construcción, tratamiento de aguas, industria del acero, papel, industrias químicas, agroindustriales y alimenticias, entre otras (Sernageomin, 2017).

En Chile los proveedores tradicionales más importantes producen; cal viva granulada y molida, cal hidratada, cal agrícola y carbonatos (Sernageomin, 2017).

Desde el 2007 hasta la fecha según Sernageomin, (2014), las regiones con mayor producción de caliza en orden descendente son: Metropolitana, Antofagasta y Atacama (Ver Tabla 2.3), además la producción de caliza entre los años 2012 a 2014 fue mayor a 6 millones de toneladas, no obteniendo mayores variaciones entre sí.

Tabla 2.3: Producción de caliza por Región según la producción anual (toneladas), para los años 2005-2014.

Fuente: Sernageomin, 2014.

Región	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
	Producción (tm)	Producción (tm)	Producción (tm)	Producción (tm)	Producción (tm)	Producción (tm)	Producción (tm)	Producción (tm)	Producción (tm)	Producción (tm)
<b>Total</b>	6.526.417	6.799.150	6.789.477	6.841.441	5.669.537	6.141.136	5.833.738	6.238.486	6.245.995	6.313.706
Antofagasta	1.432.207	1.390.401	1.673.087	1.664.605	1.850.150	1.822.908	1.579.044	1.886.867	1.857.015	1.468.698
Atacama	523.692	740.723	746.023	671.983	540.551	731.521	690.174	733.050	984.822	1.407.984
Coquimbo	297.259	266.287	206.519	182.834	145.476	163.853	179.950	116.393	167.431	185.128
Valparaíso	804.875	754.764	796.210	740.816	522.609	537.077	118.662	-	-	-
Metropolitana	2.223.896	2.245.788	2.108.392	2.170.402	1.855.479	1.872.725	1.993.437	2.095.822	2.193.708	2.180.166
Maule	499.423	680.320	639.000	700.200	388.000	576.371	574.360	766.980	414.746	476.754
Magallanes y Ant. Chilena	745.065	720.867	620.246	710.601	367.272	436.681	698.111	639.374	628.273	594.976

## 2.2 Reacciones suelo-cal a corto plazo

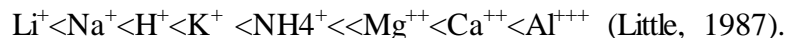
Las reacciones entre el suelo y cal que ocurren inmediatamente al agregar la cal, se le denominan reacciones por modificación o bien “de corto plazo” (Ortuño y Rodríguez, 2000). Además, Little y Yusuf (2001) mencionan que dentro de los procesos de reacción entre suelos-cal, se comprenden un conjunto de procesos físico químico y mineralógico, que han sido referidos en la literatura con los siguientes términos:

### 2.2.1 El intercambio iónico

Jiménez Salas y de Justo Alpañés (1975) indican que cuando la cal toma contacto con las arcillas los cationes de calcio tienden a reemplazar a aquéllos otros que están adsorbidos en la superficie de sus partículas, dispersos en lo que se ha llamado la capa doble difusa.

Ortuño y Rodríguez, (2000) explican que dicho intercambio sucede porque los cationes divalentes del calcio pueden reemplazar a otros de menor valencia, o a los que siendo de igual valencia, tienen menor tamaño. Además, los autores indican que la alta concentración de calcio ayuda al proceso de sustitución de otros iones en menor concentración.

La serie de sustitución más habitual sería la siguiente (los cationes de la derecha sustituyen a los de la izquierda) (Little, 1987):



De la ecuación, la disminución del espesor de la capa doble, se produce por la sustitución de un catión de la serie por otro situado más a su derecha lleva a una capa doble más estable. Esto se entiende si se piensa que quedan menos cationes que puedan modificar esta nueva configuración (Little, 1987).

En la parte izquierda de la Figura 2.2 los dipolos de agua se acercan a la superficie de una lámina de arcilla, con lo que las moléculas adquieren polaridad. La parte derecha de dicha figura representa la capa difusa conformada por una elevada cantidad de cationes, generando una gruesa capa doble difusa (Ortuño y Rodríguez, 2000).

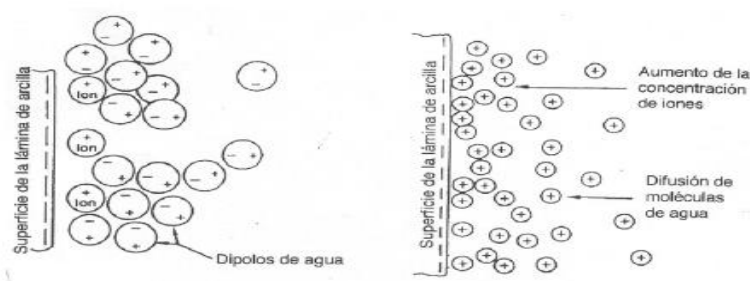


Figura 2.2: Capa doble difusa de las partículas de arcilla.  
Fuente: Little, 1987. Adaptada por Ortuño y Rodríguez, 2000.

### 2.2.2 Floculación y aglomeración de partículas

La reducción de la capa doble de arcilla, disminuye la presencia de cationes por concentración y/o repulsión eléctrica, por lo tanto, el acercamiento de las partículas da lugar a nuevas fuerzas de atracción entre ellas (Little, 1987)

El hecho de que se pongan en contacto nuevas partículas de arcilla y se generen fuerzas de atracción entre ellas origina unas nuevas agrupaciones de partículas que antes estaban dispersas o separadas (Ver Figura 2.3 parte A), formando flóculos o conjuntos de partículas (Ver Figura 2.3 parte B) (Ortuño y Rodríguez, 2000).

Este mecanismo se favorece mediante una mayor concentración de cationes a intercambiar en el medio que se encuentre la partícula de arcilla, pero también se favorece por la presencia de valores altos de pH en el medio, como el que aporta especialmente la presencia de la cal (Ortuño y Rodríguez, 2000).

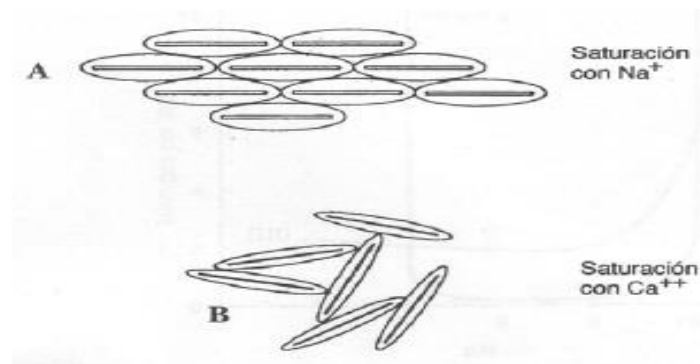


Figura 2.3: Efecto de sustitución iónica en la capa doble difusa de las partículas de arcilla.  
Fuente: Little, 1987. Adaptada por Ortuño y Rodríguez, 2000.

### 2.2.3 Modificación de la textura y consistencia

La floculación tiene una consecuencia importante e indirecta sobre la estructura de un suelo arcilloso, la cual consiste en la aglomeración de las partículas, produciendo un desorden de la estructura laminar que presenta la arcilla (Little, 1987).

A partir de lo señalado anteriormente, Ortuño y Rodríguez, (2000) indican que como consecuencia de añadirle cal a un suelo, se puede experimentar los siguientes fenómenos:

- Reducción del espesor de la capa doble, haciéndola más estable.
- Estructura más densa en aglomerados, de mayor resistencia.
- Mejor trabajabilidad del suelo, que deja de ser una arcilla para pasar a ser otro material, con una textura parecida a la arena.

Los fenómenos descritos hasta ahora no ha intervenido el tiempo como factor condicionante, si no que se trata de mecanismos que actúan de manera casi inmediata y que se producen por el hecho de la mezcla entre un suelo arcilloso y la cal.

A continuación se presentan algunos procedimientos a corto plazo, que modifica química y mecánicamente las mezclas suelo-cal:

#### 2.2.4 Cambio en la plasticidad producido por la acción de la cal

Los límites líquido y plástico representan los porcentajes de humedad máximo y mínimo respectivamente, dentro de los cuales el suelo se comporta elásticamente, es decir, es capaz de deformarse permanentemente, sin rebote elástico, sin variación volumétrica y sin agrietarse (Solminihaç et al., 2017).

El significado físico de los límites de consistencia se encuentra relacionado con las características del agua del suelo, ya que ésta puede encontrarse como agua libre sujeta a la acción de la gravedad, como humedad higroscópica absorbida de la humedad del aire con relación directa al contenido de sales del suelo, como humedad capilar de la tensión superficial y como agua adsorbida (Moreau, 1964).

Según Mc' Dowell, (1966), el agua adsorbida constituye una película fina, la cual está ligada mediante vínculos electroquímicos muy fuertes a las partículas sólidas. Además, el autor indica que las moléculas de material polarizadas con los iones  $H^+$  son atraídas por la carga superficial negativa del suelo.

Cerca de la superficie de las partículas del suelo el agua tiene las propiedades de un sólido y a medida que aumenta la distancia se transforma en un líquido viscoso, para convertirse en un líquido normal en la cercanía del límite de esta capa de agua adsorbida (aproximadamente entre 400 Å y 0,1  $\mu$ ) (Mc' Dowell, 1966).

Mientras mayor es el espesor de la capa adsorbida -también denominada "doble capa"- mayor es la cantidad de agua que se encuentra en un estado sólido viscoso y por lo tanto mayor será el límite líquido (LL), es decir el porcentaje de humedad a partir del cual el suelo comienza a comportarse como líquido, de igual forma el límite plástico (LP) y el índice de plasticidad (IP) dependen del espesor de la capa adsorbida (Hervot et al., 1964). Además, el autor indica que entre más gruesa es ésta, más plástico es el suelo, es decir, más se puede deformar sin separar las partículas, sin agrietarse ni fisurarse.

### 2.2.5 Requerimiento de cal (pH)

Con un concepto similar a la utilización de los límites de consistencia, se desarrolló el ensayo de pH según Eades et al., (1962) que luego fuera recomendado en normas internacionales (Norma ASTM D 6276), para determinar el requerimiento de cal del suelo, entendiendo como tal a la cantidad de cal mínima que satisface la capacidad de absorción de cal por intercambio iónico.

Como es conocido el pH representa la concentración de iones  $H^+$ , que es dependiente de la relación suelo-agua, utilizándose en forma más corriente las siguientes (Eades and Grim, 1966):

- 1:5 (20 gr. de suelo seco en 100 cm<sup>3</sup> de agua destilada).
- 2:5 (40 gr. de suelo seco en 100 cm<sup>3</sup> de agua destilada).
- 1:3 (50 gr. de suelo seco en 150 cm<sup>3</sup> de agua destilada).

Este estudio se encuentra orientado a los suelos arcillosos, partiendo de la base que la capacidad de intercambio catiónico de los minerales arcillosos es la causante de la desaparición de los iones  $Ca^+$  de la solución acuosa, por lo tanto, cuando se satisface dicha capacidad de intercambio, se obtienen valores de pH en la solución acuosa de alrededor de 12, lo cual corresponde a la solución saturada de hidróxido de calcio (Eades and Grim, 1966). En materiales arcillosos se definen claramente una cantidad óptima de cal para la cual el pH medido en la solución supera los 12,5 y permanece constante con el agregado adicional de cal (Little, 1975).

Khatab et al. (2001) establece un valor de 4% como el requerimiento de cal en arcillas altamente expansivas, considerando inútil toda cantidad extra para los procesos de reducción de la plasticidad o de los cambios volumétricos.

Lilli (1975) concluye -sobre la base de una importante revisión bibliográfica que con valores entre 2 y 3% de cal se producen las reacciones que llevan al mejoramiento de los suelos arcillosos, es decir disminución de la plasticidad, del hinchamiento, etc., sin un incremento importante de la resistencia a la compresión.

### **2.2.6 Acción de la cal sobre las características de compactación**

La reacción entre el suelo y la cal causa una alteración de la relación densidad máxima compactada seca y humedad óptima, que es dependiente del suelo, del tiempo de curado y de la cantidad de cal agregada (Little, 1995).

Mientras mayor es el porcentaje de cal agregado al suelo, mayor es la humedad óptima del mismo y menor la densidad máxima compactada seca (Eades et al., 1962). Este comportamiento de los suelos ha sido referido por diversos autores que coinciden en la floculación y formación de aglomeraciones de partículas, con vínculos suficientemente fuertes como para actuar en conjunto soportando las cargas de compactación y generando un suelo más grueso que el inicial (Eades and Grim, 1966).

### **2.2.7 Capacidad de Soporte de California (CBR) de las mezclas suelo-cal**

La Capacidad de Soporte de California denominado comúnmente como CBR (California Bearing Ratio) fue concebido en 1929 por los ingenieros T. Stanton y O. Porter del departamento de carreteras del estado de California, para determinar la capacidad de soporte en mezclas granulares (Thompson 1969). Este ensayo viene siendo utilizado en mezclas suelo-cal desde hace más de 40 años, existiendo variadas experiencias internacionales (Little 1995).

Los trabajos de Thompson, (1969) fueron los primeros en establecer que el tratamiento con cal de los suelos finos, producía incrementos en el CBR independientemente del tiempo de

curado y de la reactividad del suelo. El autor también demostró un incremento en el CBR de esos suelos con elevados tiempos de curado. Little (1995) obtuvo resultados similares sobre sedimentos de diversas partes del territorio norteamericano.

Ruiz, (1973) estudió suelos plásticos tratados con cal, y obtuvo como resultado disminución de CBR al crecer la penetración, otra solución importante para estas mezclas cohesivas con cal, es que el valor del CBR obtenido en probetas sin sumergir y sumergida es muy similar, pudiendo llegar a ser aún mayor en el último caso, ya que el suelo se encuentra mejorado en lo que respecta a los cambios volumétricos e hinchamientos, tiempo de saturación y el agua, favoreciendo el proceso de cementación.

#### **2.2.8 Efectos del hinchamiento libre de las mezclas suelo-cal**

El conjunto de reacciones entre la cal y las partículas de arcilla no sólo sirven para reducir la humedad, sino también para reducir las variaciones de volumen producto de los cambios de humedad y con ello se reduce el riesgo de expansiones y retracciones en el suelo (Little, 1975).

Estas reducciones son prácticamente inmediatas, eliminando el riesgo en la masa de suelo tratada con poca cantidad de cal (Bauzá, 2003).

Ortuño y Rodríguez, (2000) estudiaron la evolución del hinchamiento libre asociado al tiempo de curado para un suelo tratado con cal, obteniendo como resultado la reducción del hinchamiento en todas las muestras ensayadas. Los autores llegaron a la conclusión, que la incorporación de cal disminuye la expansión de los suelos arcillosos.

## **2.3 Reacciones suelo-cal a largo plazo**

La estabilización del suelo cambia considerablemente las características del mismo, produciendo resistencia y estabilidad a largo plazo, en forma permanente, en particular en lo que concierne a la acción del agua (Little, 2000).

A continuación se explicaran algunos procesos relacionados a la reacciones suelo-cal a largo plazo:

### **2.3.1 Cementación de las mezclas suelo-cal**

La Cementación comprende los fenómenos denominados de largo plazo, consistentes en una serie de reacciones químicas entre sílice, calcio, alúmina y agua, denominadas reacciones puzolánicas, estas reacciones comprenden la solubilización de los compuestos de sílice y alúmina amorfas o débilmente cristalizadas en la solución de hidróxido de calcio, generándose alúmina – silicatos dicálcicos y tricálcicos similares a los obtenidos en el fraguado del cemento Pórtland (Fernández, 1982).

Los beneficios que trae la cementación puzolánica a medida que la reacción progresa en el tiempo son: continuación de la reducción en plasticidad e hinchamiento, incremento en el tamaño efectivo de grano y trabajabilidad, y un sustancial incremento en la resistencia al corte y rigidez de la mezcla (Ortuño y Rodríguez, 2000).

### **2.3.2 Recarbonatación de la cal**

Un fenómeno final de la mezcla suelo-cal es la carbonatación de la cal sobrante en el tratamiento (Bauzá, 2003).

Como se describió al tratar las propiedades de la cal, el proceso de su formación es una reacción reversible, por ello, la exposición de los hidróxidos de calcio al dióxido de carbono puede dar lugar a la reconstrucción de los carbonatos de los que se originó la cal, por tanto, esta posibilidad de reacción de los hidróxidos resta actividad a la cal ya que disminuye de la misma parte del principio activo que debe reaccionar con las arcillas (Little, 1999).

Esta reacción es perjudicial durante la fase constructiva del suelo cal, ya que el carbonato de calcio es un cementante débil, que extrae el calcio libre necesario para el proceso de estabilización (Diamond y Kinter, 1971).

Acorde a las reacciones a largo plazo, en este trabajo se estudia el siguiente ensayo:

### **2.3.3 Resistencia a la compresión no confinada de las mezclas de suelo-cal**

Uno de los parámetros en las mezclas suelo-cal, es el incremento de la resistencia a la compresión con diversos porcentajes de cal y en función del tiempo, condiciones de curado, etc. (Maldonado, 2009).

La acción inmediata de la cal -sin períodos de curado- trae incrementos en la resistencia a la compresión no confinada, por ello el suelo-cal constituye una plataforma de trabajo importante para la conformación de capas estructurales de caminos (Little et al., 2001).

Según el Report 5 (Transport Research Board, 1987) ha mostrado incrementos en la resistencia a la compresión no confinada de 700 kPa o más, sobre la resistencia natural del terreno, tras un período de curado de 28 días a 22° C de temperatura, la continuación del período de curado ha permitido llegar a incrementos de hasta 4.300 kPa.

Con un curado de 75 días a 49 °C se alcanzaron resistencias de 11.000 kPa, habiéndose observado en experiencias de campo que el suelo cal sigue ganando resistencia por más de 10 años (Transport Research Board, 1987).

Uno de los procedimientos utilizados según el manual de la armada y fuerza aérea de los Estados Unidos (Air Force Manual, 1994), utiliza las normas ASTM D 3551 para la preparación de la muestra de suelo-cal y ASTM D 1557 para la compactación y determinación de la humedad óptima y densidad máxima compactada seca de la mezcla.

Para determinar el contenido de cal para estabilización de suelos se especifican los siguientes pasos (Air Force Manual, 1994):

- Determinar el porcentaje de cal basado en ensayo de pH. (Eades et al., 1962, Eades and Grim, 1966).
- Determinar la densidad máxima y humedad óptima de las mezclas suelo-cal según ASTM D 1557 y el porcentaje de cal determinado por método de pH.
- Preparar muestras suelo-cal para efectuar ensayos de compresión no confinada y durabilidad con porcentaje determinado mediante método de pH y contenidos de humedad 2 y 4 % por encima y debajo de dicho valor.

La ASTM D 5102 es el método de ensayo empleado para la medir la resistencia a la compresión no confinada de las mezclas de suelo-cal. El procedimiento consiste en curar las probetas en 7 días a 40°C, añadiendo su humedecimiento por capilaridad, para simular una capa saturada de un pavimento en servicio (ASTM D 5102, 2009).

Little (2000) presenta resultados de ensayos realizados con esta metodología, y la importancia de la humedad de compactación en la resistencia a la compresión no confinada (Ver Tabla 2.4 y Tabla 2.5).

Tabla 2.4: Incrementos de la resistencia a la compresión no confinada (CNC) con el agregado de cal.

Fuente: Modificación de Little, 2000.

Suelo	Características	Resistencia a la compresión no confinada (kPa) para iguales condiciones de curado	
		Sin cal	Con cal
D16	Limo arcilloso	145	2765 - (5% cal)
D37	Arcilla limosa	280	2980 - (5,5% cal)
B1	Arcilla muy plástica	160	2275 - (6% cal)

Para los tres tipos de suelo ensayados según la Tabla 2.4, se tiene resultados muy relativos entre sí, ya que la resistencia a la compresión no confinada sin cal es mucho menor a la con cal, comprobando que la adición de cal al suelo aumenta su resistencia.

Tabla 2.5: Influencia de la energía y humedad de compactación en la CNC.

Fuente: Modificación de Little, 2000.

Suelo	CNC - Proctor AASHTO T180 (kPa)						CNC - Proctor AASHTO T99 (kPa)	
	1(%) de bajo $\omega_{op}$		(%) $\omega_{op}$		1(%) arriba $\omega_{op}$		(%) $\omega_{op}$	
	Sin cal	Con cal	Sin cal	Con cal	Sin cal	Con cal	Sin cal	Con cal
D16	140	2458	145	2765	70	1935	105	1393
D37	225	2725	280	2980	120	2235	124	1395
B1	155	2150	160	2275	85	1820	50	1195

$\omega_{opt}$ : Humedad óptima del suelo.

De los resultados obtenidos de la Tabla 2.5 se observa una gran resistencia a la compresión no confinada (AASHTO T180) para los tres suelos ensayados con cal para la humedad óptima de la curva de compactación. Ahora, comparando los ensayos AASHTO T180 (Proctor modificado) y AASHTO T99 (Proctor normal) se obtienen resistencias a la compresión no confinada mayores en el primer ensayo, esto se debe a que la energía de compactación en el segundo ensayo es menor que la del primero.

## 3 MATERIALES Y MÉTODOS

### 3.1 Materiales

#### i.) Suelo

Todo el *suelo* utilizado para este estudio se extrajo de un solo lugar, del sector Punta de Parra (Ver Figura 1.1). En el lugar se observan varias calicatas ya hechas, por lo que se decide sacar de estas fuentes el material. Además, la muestra que se extrae en terreno a simple vista es un suelo fino, aparentemente una arcilla plástica, la cual cumple con los parámetros para ser mejorada.

#### ii.) Cal

La *cal* utilizada en todos los ensayos, es la cal hidráulica “soprocal 6”, la cual cumple con los requisitos exigidos por las normas NCh 1928 y NCh 2256/1. La está compuesta de óxido de calcio libre (CaO) y aporta propiedades de trabajabilidad, retentividad y adherencia (<http://www.soprocal.cl/>).

#### iii.) Mezclas

Las *mezclas* que se realizaron para este estudio fue entre el suelo extraído del sector Punta de Parra y la cal hidráulica “soprocal 6”, con porcentajes de cal adherida a la muestra de un 1 y 6 %. Cabe destacar que las mezclas suelo-cal no son un suelo, pero para efectos de este estudio se asume como si lo fuera.

### 3.2 Recolección y preparación de las muestras

La preparación de las muestras se realiza según la norma ASTM D 421, la cual consiste en acondicionar el suelo, correspondiendo a las siguientes actividades: aireación, cuarteo, machacado, mezcla, etc.

Primeramente se extrajo la muestra del sector Punta de Parra y mediante contenedores cilíndricos (Figura 3.1, (a)) el suelo se llevó al laboratorio de geotecnia, UCSC. Donde al suelo se le realizan los siguientes procedimientos:

- i.) Se deja secar el suelo a temperatura ambiente.
- ii.) Una vez oreado se machaca con un martillo de goma (Ver Figura 3.1, (b)).
- iii.) Todo el suelo es cortado por la malla N° 4.
- iv.) Luego se seca el suelo a 100°C.
- v.) El ciclo se repite hasta conseguir el material necesario para realizar todos los ensayos de esta tesis.



(a)



(b)

Figura 3.1: Preparación del suelo: (a) Contenedores para el suelo extraído, y (b) Bandejas utilizadas para moler terrones de suelo y secarlo.

Fuente: Elaboración propia.

Los ensayos geotécnicos requieren muestras homogéneas y representativas, especialmente si éstas corresponden a mezclas entre dos materiales en diferentes proporciones (suelo, suelo-cal para 1 y 6 %).

Cabe señalar que la proporción de cal que se añade al suelo, corresponde a un porcentaje del suelo seco. Por ejemplo para la mezcla suelo cal 1 %, se agrega 1 g de cal por cada 100 g de suelo seco.

Las mezclas de ambos materiales se unen mediante una mezcladora industrial (Ver Figura 3.2, (a)) y en recipientes metálicos, porcelanas y en bandejas metálicas (Ver Figura 3.2, (b)). Este proceso se hizo todas las veces que fue necesario para los ensayos en estudio.



(a)



(b)

Figura 3.2: (a) Batidora para preparar mezclas, y (b) Bandeja con suelo, suelo-cal 1% y suelo-cal 6%.

Fuente: Elaboración propia.

Para la realización de ensayos en los que se requiere que el suelo y/o la mezcla presente un porcentaje de humedad determinado, la mezcla se efectúa 24 horas antes de la realización del ensayo. Estas, se hace con el objeto de ajustar y /o homogenizar adecuadamente el

porcentaje de humedad. En fin, los ensayos en lo que se deja humectar homogéneamente la muestra son: los ensayos de plasticidad, Proctor modificado y Proctor normal.

### **3.3 Caracterización geotécnica del suelo y las mezclas**

El presente estudio caracteriza el suelo solo y con las mezclas de éste con cal (1 y 6 %).

La caracterización geotécnica del suelo y de las mezclas se realiza mediante los ensayos de granulometría, plasticidad y gravedad específica. Adicionalmente, se clasifica utilizando el sistema unificado de clasificación de suelos USCS y el de la AASHTO (Capítulo N° 4).

#### **3.3.1 Granulometría del suelo**

El análisis granulométrico se realizó siguiendo la norma ASTM D 422, con el objeto de determinar en forma cuantitativa la distribución del tamaño de las partículas del suelo.

Se realiza dos veces el ensayo, con el propósito de comprobar que los resultados sean similares, en el anexo 7.1 es posible ver el promedio de ambos resultados.

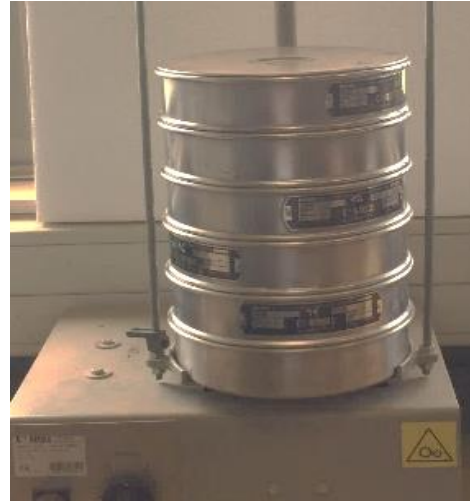
A continuación se describe el procedimiento realizado para llevar a cabo la determinación granulométrica de las partículas del suelo:

- i.) Se seca el material a 100°C.
- ii.) Tomar una porción representativa y lavarla sobre la malla N°200 hasta que el agua se ve transparente (Ver Figura 3.3, (a)).
- iii.) El suelo retenido en la malla se seca a 100°C.
- iv.) La masa seca se criba por los tamices ASTM N° 4, 10, 20, 60 y 200 ordenadas de mayor a menor abertura.

- v.) Posteriormente, se agita la muestra en el agitador mecánico (Ver Figura 3.3, (b)), por 15 minutos.
- vi.) Se masa el material retenido en cada uno de los tamices.



(a)



(b)

Figura 3.3: (a) Eliminación de los finos del suelo, y (b) Tamices utilizados para determinar banda granulométrica.

Fuente: Elaboración propia.

Con los datos obtenidos es posible determinar el porcentaje de finos en la muestra y construir la curva granulométrica del suelo.

### 3.3.2 Proporción de las mezclas suelo-cal mediante el pH

Este ensayo se realiza según la norma ASTM D 6276 y en el cual cabe destacar que el procedimiento se hizo sólo una vez, ya que lo observado es apto para el estudio. Los datos obtenidos en el ensayo se pueden ver en el anexo 7.3.

El procedimiento efectuado para determinar el porcentaje de cal que se le debe añadir al suelo para alcanzar un pH de 12,5, se puede resumir en los siguientes pasos:

- i.) Se pasa el material por la malla N° 40 y el material se seca a 100°C.
- ii.) Luego añadir 25 g de suelo a cada recipiente plástico.
- iii.) Agregar la cal necesaria para alcanzar: 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7 % de cal en el suelo (Ver Figura 3.4).



Figura 3.4: Muestras de suelo y cal (con variados porcentajes) a ensayar, antes de introducir agua común.

Fuente: Elaboración propia.

- iv.) Sellar los depósitos con papel alusa, elásticos y cinta adhesiva para evitar pérdida de material y agua.
- v.) Agitar los contenedores cada 3 minutos 5 veces y luego cada 10 minutos hasta llegar a los 60 minutos de ensayo (Ver Figura 3.5).



Figura 3.5: Muestras de suelo y cal (con variados porcentajes) selladas para ser agitadas manualmente.

Fuente: Elaboración propia.

vi.) Medir el pH y T° con tester modelo HI 98128 Hanna (Ver Figura 3.6).



Figura 3.6: Medición de pH y temperatura de las mezclas suelo-cal.  
Fuente: Elaboración propia.

Una vez recopilado todos los datos, se procede a graficar el pH de cada mezcla versus la cantidad de cal adherida al suelo estudiado.

### 3.3.3 Límites de Atterberg para el suelo y las mezclas

La plasticidad se determina mediante los ensayos de límite líquido (LL) y límite plástico (LP), según la norma ASTM D 4318. Estos ensayos permiten obtener el contenido de humedad de un suelo fino, el cual puede encontrarse en la naturaleza en diferentes estados: sólido, semi-sólido, plástico, semi-líquido y líquido.

A continuación se explican ambos ensayos, tanto para el suelo como para las mezclas suelo-cal (1 y 6 %):

### 3.3.3.1 Límite líquido (LL) del suelo y de las mezclas

En la práctica, el límite líquido se determina sabiendo que el suelo remoldeado tiene una pequeña resistencia al corte, de tal modo que la muestra de suelo necesita de 25 golpes para cerrar en 10 mm dos secciones de una pasta de suelo. Cabe destacar que este ensayo se realizó tres veces, conservando el promedio de dos ensayos con valores similares. El promedio de estos resultados se pueden ver en el apartado 7.4.

El ensayo de límite líquido para el suelo y mezclas suelo-cal (1y 6%) se realiza mediante los siguientes pasos:

- i.) Secar suelo a 100°C.
- ii.) Tamizar el suelo por la malla N° 40.
- iii.) Tomar 100 g de material, luego humectar con agua hasta crear una pasta homogénea y dejar reposar por 24 horas sin perder humedad.
- iv.) Para el caso de las mezclas, tomar los 100 g de material y adherir cal hidráulica (1 y 6 % respectivamente), luego humectar con agua hasta crear una pasta homogénea, la mezcla no se deja reposar.
- v.) Se deposita el suelo y/o mezcla suelo-cal (1 y 6 %) en la cuchara de Casagrande alisando la superficie y creando un surco con el acanalador (Ver Figura 3.7).
- vi.) Girar la manivela del aparato con una frecuencia de 2 golpes por segundo, contando el número de golpes necesario para que la ranura cierre aproximadamente en 10 mm de longitud.
- vii.) De cada ensayo se toman entre 5 a 6 puntos, con un rango de 8 a 30 de golpes.
- viii.) Se toma una muestra representativa de material que se junta en el fondo del surco para determinar su humedad.

Finalmente, con los datos obtenidos es posible determinar el límite líquido (LL) mediante el método gráfico y método del punto.



(a)



(b)

Figura 3.7: (a) Material de ensayo y superficie lisa en el cucharón, y (b) Material ensayado por método de Casagrande.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.3.3.2 Límite plástico (LP) del suelo y de las mezclas

Para asegurar la representatividad de los resultados, el ensayo se efectúa dos veces, correspondiendo al límite plástico el valor medio de los resultados (ver anexo 7.4).

El ensayo de límite plástico para el suelo y mezclas suelo-cal (1y 6 %) se realiza mediante los siguientes pasos:

- i.) Secar suelo a 100°C.
- ii.) Tamizar el suelo por la malla N° 40.
- iii.) Tomar 100 g de material, luego humectar con agua hasta crear una pasta homogénea y dejar reposar por 24 horas sin perder humedad.
- iv.) Para el caso de las mezclas, tomar los 100 g de material y adherir cal hidráulica (1 y 6 % respectivamente) como muestra la Figura 3.8, (a), luego humectar con agua hasta crear una pasta homogénea, la mezcla no se deja reposar.

- v.) Se hace rodar una pequeña masa de suelo y/o mezcla suelo-cal (1 y 6 %) en la palma de la mano, formando unas esferas de aproximadamente  $1 \text{ cm}^3$ .
- vi.) Se amasa suelo y/o mezcla suelo-cal (1 y 6 %) en una superficie lisa, formando bastoncitos de aproximadamente 10 cm de largo y 3 mm de diámetro. Se repite el proceso hasta que el suelo se agriete (Ver Figura 3.8, (b)).
- vii.) Se toma una muestra representativa de material de cada bastón para determinar su humedad.



(a)



(b)

Figura 3.8: (a) Muestra de suelo y cal, y (b) Formación de bastones de aproximadamente 3 mm de diámetro.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, con los datos obtenidos es posible determinar el límite líquido (LL) mediante el método gráfico y método del punto.

### 3.3.4 Gravedad específica para el suelo

Este ensayo se realiza según la norma ASTM D 854, el procedimiento establece determinar las partículas sólidas de los suelos que se componen de partículas menores a 5 mm.

Para asegurar la representatividad de los resultados, el ensayo se efectúa tres veces para cada método (se describen más adelante), correspondiendo a la gravedad específica el valor medio de los resultados (ver anexo 7.2).

El ensayo se realiza mediante dos métodos diferentes, los cuales se mencionan a continuación:

- i.) Secar suelo a 100°C.
- ii.) Tamizar el suelo por la malla N° 4.
- iii.) Tomar una porción representativa de material e introducirlo al picnómetro registrando su masa y llenándolo de agua destilada (3/4 de la capacidad del picnómetro).
- iv.) Primer método, se lleva el picnómetro con su contenido a la bomba de vacío parcial (Ver Figura 3.9, (a)), para remover las burbujas dentro de él, por un periodo de aproximadamente 15 minutos.
- v.) Segundo método, se lleva el picnómetro con su contenido sobre una cocinilla a gas (Ver Figura 3.9, (b)), eliminando las burbujas dentro de él a través de calor y agitación, este procedimiento se realiza durante 15 minutos aproximadamente, para luego dejar enfriar durante media hora.

Finalmente, para ambos métodos descritos se vuelve a introducir agua destilada, pero esta vez se hace hasta el menisco del frasco y se masa el picnómetro con la mezcla. Con los datos obtenidos se determina la gravedad específica de los suelos.



(a)



(b)

Figura 3.9: (a) Extracción de burbujas en bomba de vacío, y (b) Extracción de burbujas en cocinilla a gas.

Fuente: Elaboración propia.

### **3.4 Proctor normal para el suelo y Proctor modificado para el suelo y las mezclas**

Este ensayo se realiza según la norma ASTM D 1557. Esta medida tiene como finalidad determinar la relación entre humedad y densidad de un suelo y/o mezclas compactadas. Mediante un pistón de 4,5 kg en caída libre se realiza el ensayo para Proctor modificado y con un pistón de 2,5 kg se realiza para un Proctor normal.

El ensayo Proctor normal se efectúa solo una vez para el suelo y el ensayo Proctor modificado se realiza una vez para el suelo y las mezclas suelo-cal (1 y 6 %). Los resultados se pueden ver en el anexo 7.5.

A continuación se explica el procedimiento para realizar ambos ensayos:

- i.) Se seca el material a 100°C.
- ii.) Tamizar la muestra por la malla N° 10.
- iii.) Incorporar agua al suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %), formando varias mezclas con una variación de humedad de un 2 % entre sí (Ver Figura 3.10, (a)). Para el caso del suelo, se deja reposar por 24 horas en bolsas herméticas, en cambio las mezclas suelo-cal (1 y 6 %) se ensaya al instante.
- iv.) Para el caso del Proctor normal, se introduce al molde el suelo en 3 capas, compactando cada una de ellas con 25 golpes.
- v.) Para el caso del Proctor modificado, se introduce al molde el suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %) en 5 capas, compactando cada una de ellas con 25 golpes (Ver Figura 3.10, (b)).



(a)



(b)

Figura 3.10: (a) Preparación de las mezclas, y (b) Realización de Proctor modificado.

Fuente: Elaboración propia.

- v.) Se masa el suelo y/o mezcla con el molde y luego éste se retira del molde mediante una gata hidráulica (Ver Figura 3.11, (a)).

- vi.) De cada probeta se toma una muestra representativa para determinar la humedad de ensayo (Ver Figura 3.11, (b)).



(a)



(b)

Figura 3.11: (a) Probeta retirada de molde con gata hidráulica, y (b) Extracción de muestras representativas.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, con los datos obtenidos se construye la curva de compactación, donde en el eje de las abscisas se tiene las humedades asociadas a cada probeta ensayada y en el eje de las ordenadas se tiene las densidades secas asociadas a estas mismas probetas.

De las curvas construidas se obtiene la humedad óptima y la densidad máxima compactada seca, como se muestra a continuación:

- Humedad óptima:

$$\omega_{opt.} = \frac{b}{2a}$$

- Peso unitario seco máximo

$$\gamma_{dmax} = \frac{b^2}{4a} + c$$

### 3.5 Ensayo CBR para el suelo y las mezclas

El ensayo se realiza según la norma ASTM D 1883. Este método de ensayo cubre la determinación del CBR (Índice de Soporte de California) para la construcción de subrasantes, sub-base y base provenientes de especímenes compactados de laboratorio.

Es importante destacar que el suelo y/o mezcla suelo-cal (1 y 6 %), se humecta con la humedad óptima del Proctor modificado asociado a cada material ensayado. Cabe destacar que se realiza un ensayo de CBR para cada muestra y los resultados están en el anexo 7.6.

A continuación se explica el procedimiento para llevar a cabo el ensayo:

- i.) Se seca el material a 100°C.
- ii.) Tamizar la muestra por la malla N° 10.
- iii.) Incorporar agua al suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %), formando varias mezclas con una variación de humedad de un 2 % entre sí, tomando como referencia las humedades óptimas obtenidas del ensayo Proctor modificado. Para el caso del suelo, se deja reposar por 24 horas en bolsas herméticas, en cambio las mezclas suelo-cal (1 y 6 %) se ensaya al instante.



Una vez preparadas las muestras, se introduce el suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %) en 5 capas al molde, éstas capas se van compactando con 10, 25 y 56 golpes como muestra la Figura 3.12.

Figura 3.12: Compactación de la muestra.

Fuente: Elaboración propia.

- iv.) Se enrasa la muestra y se masa el molde junto al material.
- v.) Introducir una sobrecarga de aproximadamente 5 kg a cada probeta.
- vi.) Las probetas se llevan a la sala de curado durante 4 días midiendo la expansión inicial y final de cada una de ellas (Ver Figura 3.13).

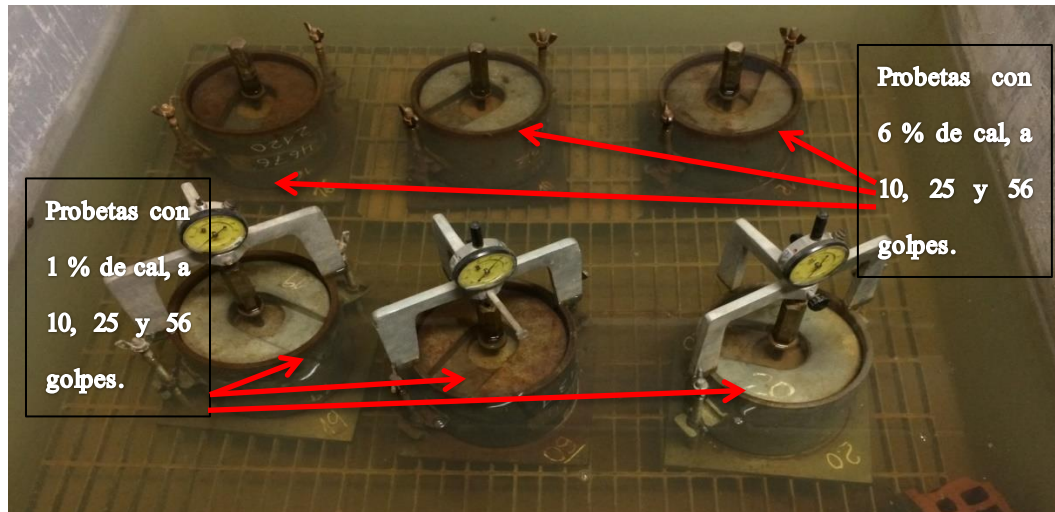


Figura 3.13: Probetas sumergidas de las mezclas suelo-cal con porcentajes de cal hidráulica del 1 y 6 %.

Fuente: Elaboración propia.

Transcurridos los 4 días, se extraen las probetas de la piscina para ensayarlas en el equipo CBR, con un anillo de carga de 50 kN (Ver Figura 3.14, (a)) a una velocidad de 1,25 mm/min, tomando las lecturas del tiempo de deformación y la fuerza con la que se deforma la probeta con el pistón metálico dentro de ella.

- vii.) Terminado el ensayo, se extrae las probetas mediante gata hidráulica (Ver Figura 3.14, (b)).
- viii.) Tomar una muestra representativa de cada probeta y así determinar la humedad de ensayo.

De los datos, se grafica la tensión de penetración (en mega Pascales) versus la penetración (en milímetros). Usando los valores de tensión (corregidos o no) se calcula el CBR (%) para 0,1" y 0,2" de penetración, mediante la división de las tensiones de penetración.



(a)



(b)

Figura 3.14: (a) Ensayo de probeta en la máquina de CBR, y (b) Extracción de la muestra con gata hidráulica.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.6 Ensayo compresión no confinada CNC para el suelo y las mezclas

El ensayo se realiza según la norma ASTM D 2166/D 2166M, el cual tiene el objetivo de determinar la resistencia a compresión no confinada del suelo y/o mezclas en estado remodelado.

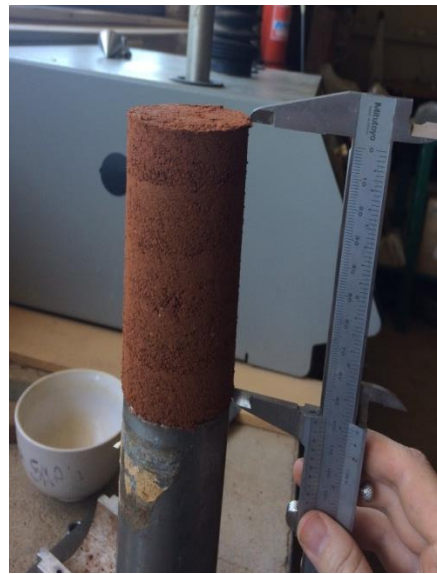
Es importante destacar que el suelo y/o mezcla suelo-cal (1 y 6 %), se humecta con la humedad óptima del Proctor normal asociado a cada material ensayado. Además, se realiza un ensayo de CNC para cada muestra y los resultados están en el anexo 7.7.

A continuación se explica cómo se lleva a cabo el ensayo CNC para las muestras de suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %):

- i.) Se seca el material a 100°C.
- ii.) Tamizar la muestra por la malla N° 40.
- iii.) Incorporar agua al suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %), utilizando la densidad máxima compactada seca y la humedad óptima obtenida del ensayo Proctor normal.
- iv.) Introducir el suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %) en 5 capas al molde Harvard, compactando cada una de ellas (Ver Figura 3.15, (a)).
- v.) Retirar la probeta del molde para ser masada y verificar sus dimensiones de largo 100 mm y diámetro de 50 mm (Ver Figura 3.15, (b)).



(a)



(b)

Figura 3.15: (a) Molde Harvard utilizado para elaborar probetas, y (b) Verificación de medidas geométricas de la probeta.

Fuente: Elaboración propia.

- vi.) Se fabrican 3 probetas por día de prueba para el suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %), estas probetas se ensayan a 0, 3, 7 y 28 días (36 en total).

- vii.) Las probetas que no se ensayan al instante (0 días), se envuelven en papel Parafilm (Ver Figura 3.16, (a)), para luego ser almacenada en una caja plástica de curado (Ver Figura 3.16, (b)), y posteriormente ensayada.



(a)



(b)

Figura 3.16: (a) Probeta envuelta en Parafilm, y (b) Probetas en caja de curado.  
Fuente: Elaboración propia.

- viii.) Las probetas se ensayan en el equipo de CNC a una velocidad de 0,5 mm/min con un anillo de carga de 1 kN (Ver Figura 3.17, (a)).
- ix.) Se toma lecturas del deformímetro y anillo de carga, hasta que la probeta se rompe.
- x.) Las probetas ensayadas de suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %), se secan a 100°C (Ver Figura 3.17, (b)), para determinar la humedad de ensayo.

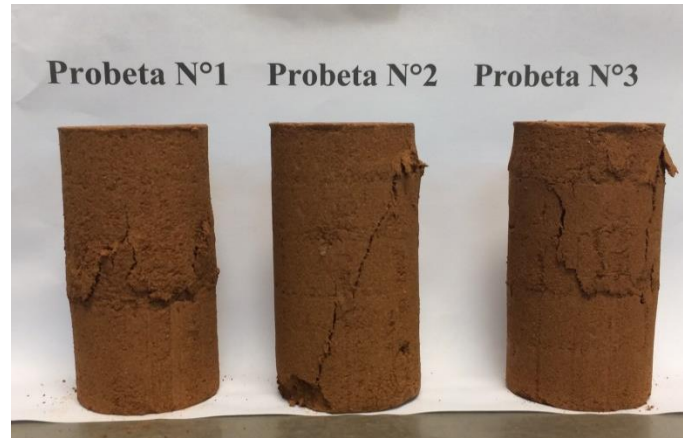
Finalmente, de los datos obtenidos se grafica la tensión versus la deformación, se determina la resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ), deformación de rotura  $\epsilon$  (%) y deformación al 50 % en rotura  $\epsilon_{50}$  (%).

- El esfuerzo de corte máximo  $S_u$ :

$$S_u = \frac{q_u}{2}$$



(a)



(b)

Figura 3.17: (a) Ensayo de probetas, y (b) Probetas ensayadas y secadas.  
Fuente: Elaboración propia.

### 3.7 Hinchamiento libre para el suelo y las mezclas

Este ensayo se realiza según la norma ASTM D 4546 y estudia el fenómeno de cambio de volumen de un suelo, el cual depende de la variación de la cantidad de agua que el posea.

Se efectúa el ensayo con los valores de densidades máximas compactadas secas y humedades óptimas del ensayo Proctor modificado. Se realiza 3 pruebas para el suelo y suelo-cal 6 % y 4 pruebas para el suelo-cal 1 %. Los resultados se pueden ver en el anexo 7.8.

A continuación se nombran los pasos para llevar a cabo el ensayo:

- i.) Dejar secar el suelo a 100°C.
- ii.) Tamizar las muestras bajo la malla N° 40.

- iii.) La muestra de suelo y/o suelo-cal (1 y 6 %) se humecta mediante el valor óptimo del ensayo Proctor modificado.
- iv.) Se introduce la muestra al anillo metálico, la cual se compacta hasta alcanzar aproximadamente la densidad de ensayo (Ver Figura 3.18, (a)).
- v.) Masar el anillo con la muestra.
- vi.) La pastilla se monta en la máquina mediante papel filtro, piedra porosa y una pieza metálica para cerrar (Ver Figura 3.18, (b)).



(a)



(b)

Figura 3.18: (a) Apisonamiento de la muestra, y (b) Montaje de anillo a la máquina de edómetro.

Fuente: Elaboración propia.

Un vez montado el equipo, se deja sobre el brazo del edómetro una carga de aproximadamente 100 g durante 5 minutos, pasado el tiempo se registra el valor de la preconsolidación. Luego, se vuelve el dial a cero para inmediatamente introducir agua a la base e ir registrando la expansión del suelo. Los datos se toman hasta que la muestra de se estabiliza (Ver Figura 3.19).



Figura 3.19: Ensayando la muestra de suelo en la máquina del edómetro, registrando la expansión de éste.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez terminado el ensayo, se retira el anillo con la muestra de suelo registrando su masa saturada, la cual se seca a  $100^{\circ}\text{C}$  (Ver Figura 3.20) con propósito de obtener la humedad de ensayo. Finalmente, con los datos obtenidos se determina la expansión del suelo y/o mezclas suelo-cal (1 y 6 %).



Figura 3.20: (a) Pastillas de suelo-cal (1 %), y (b) Patilla suelo-cal (6 %).

Fuente: Elaboración propia.

## 4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este capítulo se presentan y analizan los resultados obtenidos en los diferentes ensayos realizados en laboratorio, correspondiente al suelo extraído en el sector Punta de Parra.

### 4.1 Caracterización geotécnica del suelo y las mezclas

A continuación se muestran los resultados que permiten determinar la clasificación del suelo y las mezclas en estudio:

#### 4.1.1 Análisis granulométrico

Del ensayo mecánico, la Figura 4.1 muestra el resultado de los valores medios del ensayo granulométrico, donde se grafica el porcentaje de masa (%) que pasa a través de las aberturas de los tamices (mm).

El tamaño máximo nominal de las partículas del suelo es de 2 mm, con un 65 % de finos que pasa bajo la malla N° 200. Por lo tanto, este ensayo entrega la información necesaria para decir que se está en presencia de un suelo fino.

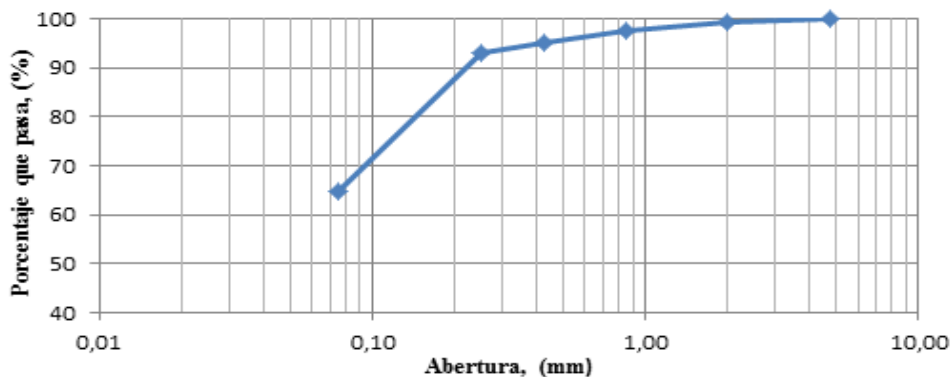


Figura 4.1: Curva granulométrica para el suelo en estudio.  
Fuente: Elaboración propia.

Del ensayo de granulometría cabe destacar que el gráfico solo muestra la “parte gruesa” del suelo, ahora bien, si se quiere conocer la “parte fina” del suelo requiere un ensayo por medio del hidrómetro.

#### 4.1.2 Determinación de pH para las mezclas

Del ensayo realizado en la Figura 4.2 se observa gráficamente los valores de pH asociado a las mezclas de suelo-cal. A medida que se incrementa el porcentaje de cal al suelo, también lo hace el pH de la mezcla suelo-cal. Según la norma ASTM D 6276 el pH máximo que alcanza las mezclas suelo-cal es de 12,5, por lo tanto los valores superiores a éste no serán considerados en el estudio. Por ejemplo, la mezcla suelo-cal 7 % tiene un pH de 12,8, por lo tanto el valor que no cumple con la norma.

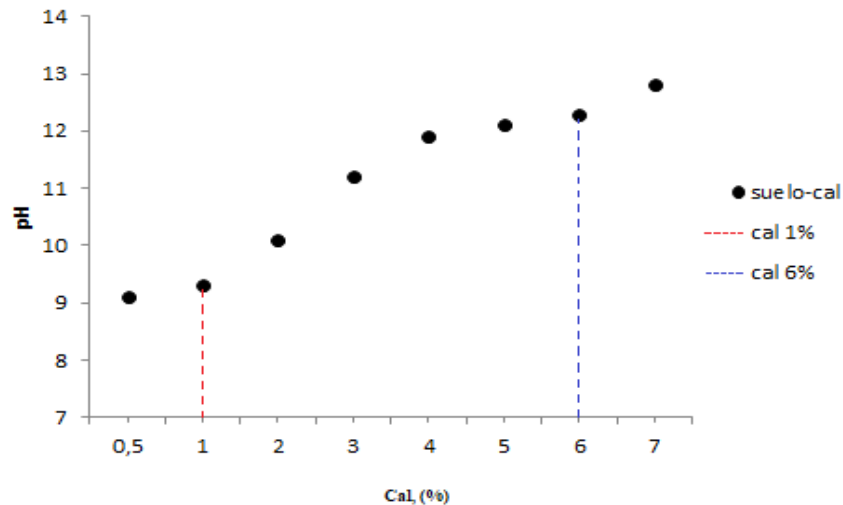


Figura 4.2: Determinación de pH de las mezclas suelo-cal.

Fuente: Elaboración propia.

Se recuerda que la cal añadida al suelo corresponde a la proporción de suelo seco agregado, en donde el pH del suelo es de 8,9. El pH del suelo aumenta ligeramente a medida que se le añade cal.

La mezcla de suelo con 0,5 % de cal presenta un pH de 9,1, mientras que con un 7 % de cal el valor asciende a 12,8. En la presente investigación se escoge estudiar la mezcla de suelo a la que se le agrega 1 % de cal con pH de 9,3 y un 6 % de cal con pH de 12,3 que es el estabilizador químico, como muestra la Figura 4.2

De lo realizado en laboratorio, al mezclar el suelo con la cal (1 y 6 %), el suelo deja de ser un suelo fino para pasar a ser otro material, con una textura parecida a la arena que permite que el suelo sea más trabajable. Por lo tanto, para efectos de este estudio, todas las mezclas logradas se asumen como un suelo natural, aunque no lo sea.

### 4.1.3 Plasticidad

Al mezclar el suelo y suelo-cal según la norma ASTM D 4318, se logra obtener características cualitativas de las muestras a medida que éstas se van secando. La [Tabla 4.1](#) muestra los límites e índices medios obtenidos de los ensayos de plasticidad para suelo y en las mezclas suelo-cal con un 1 y 6 % de cal.

Tabla 4.1: Resultados medios obtenidos del ensayo de plasticidad para el suelos y las mezclas suelo-cal.

Fuente: Elaboración propia.

		Suelo	Suelo-Cal 1 %	Suelo-Cal 6 %
Límite Líquido (%)	<b>LL</b>	47	45	43
Límite Plástico (%)	<b>LP</b>	24	25	27
Índice de Plasticidad (%)	<b>IP</b>	23	20	16

El límite líquido para el suelo es de  $LL = 47$  y a medida que se incorpora cal a éste, el porcentaje de límite líquido va disminuyendo de  $LL = 45$  a  $LL = 43$  para 1 y 6 % de cal respectivamente. En cambio límite plástico aumenta a medida que se le añade cal a la muestra, obteniendo como resultado para el suelo un valor de  $LP = 24$  y para las mezclas suelo-cal 1 y 6% límites plásticos de  $LP = 25$  y  $LP = 27$  respectivamente.

Del resultado de ambos ensayos, para el suelo se tiene un índice de plasticidad  $IP = 23$  y para las mezclas índices de  $IP_{1\%} = 20$  y  $IP_{6\%} = 16$ , de lo que se puede concluir que el suelo a incorporarle cal pierde humedad mejorando su trabajabilidad.

La Figura 4.3 muestra gráficamente los resultados de los ensayos de límite líquido e índice de plasticidad calculados de la diferencia entre límite líquido y límite plástico ( $IP=LL-LP$ ) del suelo y de las mezclas suelo-cal.

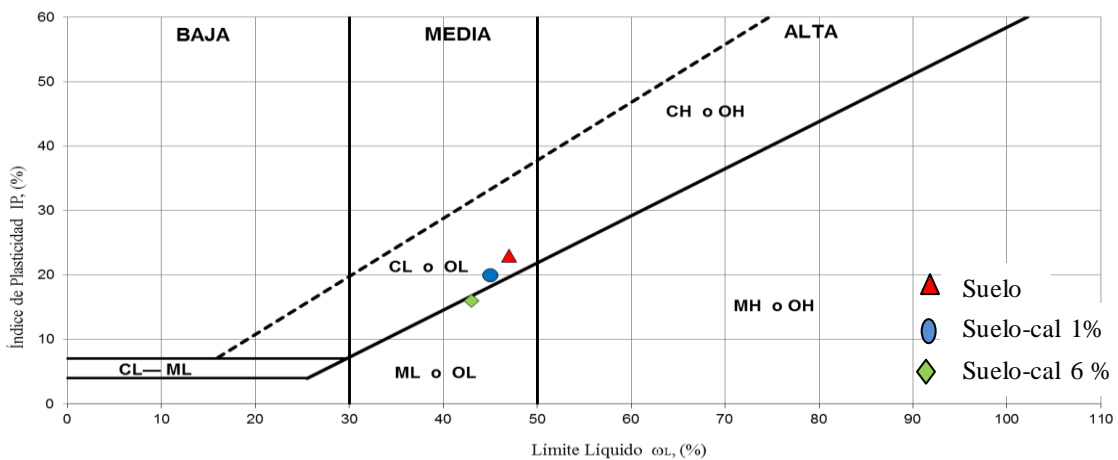


Figura 4.3: Carta de plasticidad de Casagrande para el suelo, suelo-cal 1% y suelo-cal 6%. Fuente: Elaboración propia.

A partir de la carta de plasticidad se observa que el límite líquido para el suelo y las mezclas, se encuentra entre los rangos de humedad de 30 a 50 %, clasificándolo como un suelo de mediana plasticidad. Por lo tanto, los métodos de clasificación USCS y AASHTO (Ver Tabla 4.2) indican que añadiendo cal al suelo, se modifican sus propiedades de plasticidad, en la mayor parte de los casos, reduciendo el índice de plasticidad.

Tabla 4.2: Clasificación según la USCS y AASHTO para el suelo y las mezclas suelo-cal. Fuente: Elaboración propia.

	USCS	AASHTO
Suelo	CL	A-7-6 (14)
Suelo-Cal 1 %	CL	A-7-6 (12)
Suelo-Cal 6 %	ML	A-7-6 (9)

Para el estudio del suelo, tanto en granulometría como en la plasticidad y según las normas de clasificación se tiene un material de grano fino, específicamente una arcilla inorgánica de plasticidad media (Grupo CL/A-7-6 (14)).

Ahora, para caso suelo-cal con 1 % de cal, se produce una reacción física-química que provoca que en la mezcla disminuya levemente su límite líquido aumentara levemente su límite plástico. Por ende, estos parámetros hicieron disminuir la plasticidad del suelo, haciéndolo medianamente más trabajable y resistente. Aun así, su clasificación según las normas utilizadas es igual al del suelo (Grupo CL/A-7-6 (12)).

En cambio al aumentar el contenido de cal a 6 % a la mezcla, la reacción física-química de esta también lo hace provocando que el índice de plasticidad disminuya, haciéndolo más granular y resistente. Según la USCS esta mezcla se caracteriza como un limo arcilloso con ligera plasticidad (Grupo ML/A-7-6 (9)).

Según Ortuño y Rodríguez (2000), se cumple que al incorporar cal al suelo, éste adquiere una mejor trabajabilidad y aumento sus capacidades mecánicas a corto plazo.

#### **4.1.4 Gravedad específica**

Los valores medios logrados en ensayo son:

- i.) Por el método de bomba de vacío,  $G_s = 2,54$
- ii.) Por el método de la cocinilla a gas  $G_s = 2,65$

Según Terzaghi y Peck (1955), la gravedad específica de las partículas para suelos arcillosos varía entre 2,5 y 2,9, por lo que los resultados obtenidos se encuentran dentro de los parámetros habituales. Para determinar el grado de saturación (90, 95 y 100 %) del suelo en el ensayo Proctor (Figura 4.4), se utiliza el valor máximo de  $G_s$  calculado, ya que coincide con el comportamiento de citado ensayo de compactación.

## 4.2 Determinación de la compactación

A continuación se presentan los resultados logrados del ensayo Proctor normal para el suelo y Proctor modificado para el suelo y las mezclas suelo cal (1 y 6 %):

La Figura 4.4 muestra las curvas obtenidas del ensayo Proctor (normal y modificado) en el suelo y las mezclas de éste con cal. Adicionalmente, se han incluido las curvas de 90, 95 y 100 % de grado de saturación del suelo ( $G_s=2,65$ ).

El suelo presenta una densidad máxima compactada seca (DMCS) y una humedad óptima ( $\omega_{opt}$ ) igual a  $1,74 \text{ g/cm}^3$  y 18 % en el ensayo de Proctor modificado, así como un  $1,59 \text{ g/cm}^3$  y 23,5 % respectivamente en el de Proctor normal. Evidentemente la DMCS del ensayo Proctor modificado es mayor que la del Proctor normal, debido a la mayor cantidad de material y golpes del primero con respecto al segundo. Lo contrario sucede con la humedad óptima, ya que a menor densidad mayor es la humedad óptima debido a la cantidad de vacíos entre las partículas del suelo.

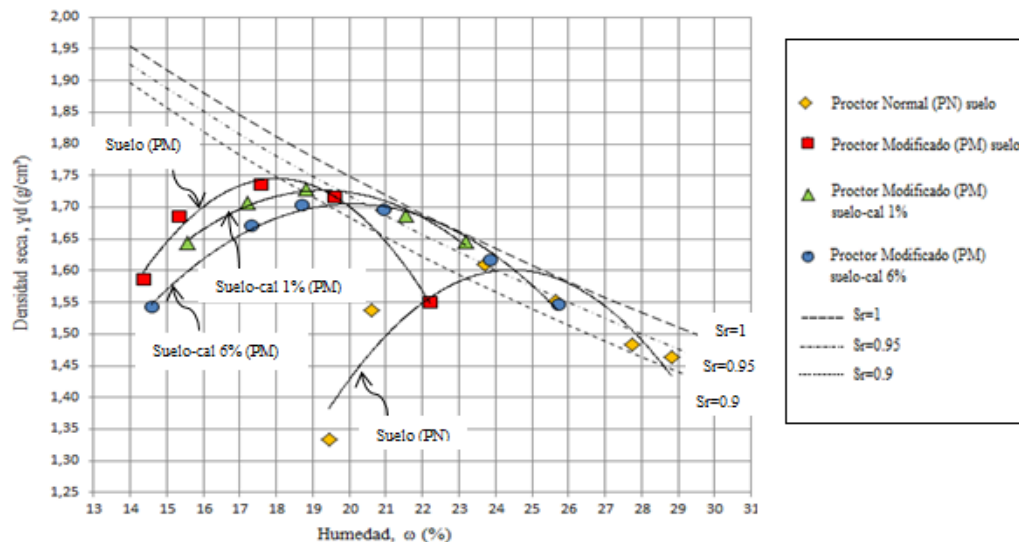


Figura 4.4: Curvas Proctor obtenida del suelo y de las mezclas suelo-cal.  
Fuente: Elaboración propia.

A su vez, las mezclas suelo-cal se ensayaron a través del Proctor modificado, ya que se quería estudiar las densidades altas del suelo.

El suelo al que se le añade un 1 % de cal, presenta una humedad óptima superior a la del suelo ( $\omega_{opt} = 19 \%$ ) y una densidad máxima compactada seca menor ( $DMCS = 1,73 \text{ g/cm}^3$ ). Además, los valores encontrados anteriormente, están dentro de las curvas de saturación del 90 y 95 %.

El resultado obtenido en la mezcla de suelo con un 6% de cal presenta una tendencia similar a la mencionada en el párrafo anterior: la humedad óptima aumenta con respecto al Proctor modificado del suelo ( $\omega_{opt} = 20 \%$ ) y la densidad máxima compactada seca disminuye ( $DMCS = 1,69 \text{ g/cm}^3$ ) y los valores encontrados anteriormente, están dentro de las curvas de saturación del 90 y 95 %.

Los resultados obtenidos al añadirle cal a un suelo arcilloso coinciden con la tendencia obtenida por Ortuño y Rodríguez (2000), que entre más porcentaje de cal en la mezcla, mayor es la humedad y menor es la densidad.

La Tabla 4.3 recoge los índices de vacíos obtenidos en las muestras compactadas, teniendo en consideración sus respectivos valores de gravedad específica ( $G_s=2,65$ ) y densidad máxima compactada seca (DMCS).

Tabla 4.3: Índices de vacíos determinados en la condición óptima de ensayo Proctor de referencia tanto del suelo como de las mezclas suelo-cal.

Fuente: Elaboración propia.

Material	Proctor Modificado	Proctor Normal
Suelo	0,523	0,667
Suelo-Cal 1%	0,532	-
Suelo-Cal 6%	0,560	-

Jiménez Salas y Justo Alpañés (1975) indicaron que arcillas firmes y duras presentan valores comprendidos entre 0,4 y 0,6, es decir, el suelo y las mezclas compactadas

mediante el ensayo Proctor modificado presenta índices acordes con los valores habitualmente encontrados en materiales bien compactados.

### 4.3 Hinchamiento libre del suelo y las mezclas

Las muestras remoldeadas considerando las condiciones densidad máxima compactada seca y humedad óptima (Proctor modificado) en los ensayos de hinchamiento libre, se tiene los siguientes resultados:

La Figura 4.5 muestra las densidades secas y humedades obtenidas en los ensayos de hinchamiento libre, Cabe señalar que, a pesar de que se elaboraron con los valores óptimos, no en todos los ensayos se alcanzó dichos valores. No obstante, ha sido posible obtener una interpretación adecuada de los resultados.

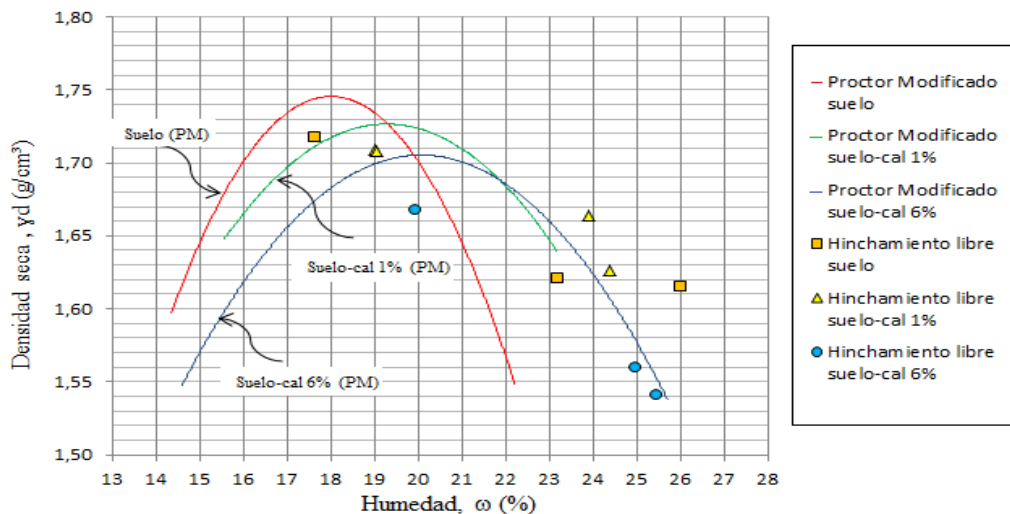


Figura 4.5: Humedades de hinchamiento libre asociadas a las curvas de compactación.  
Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 4.4 recoge los resultados alcanzados en el ensayo de hinchamiento libre efectuado sobre los materiales estudiados. A partir de los resultados conseguidos, se puede observar

un comportamiento diferente para las probetas con un porcentaje de humedad igual al óptimo ( $\omega_{opt}$ ) y a aquellas con un contenido diferente.

Tabla 4.4: Hinchamiento libre (%) del suelo y las mezclas suelo-cal (1 y 6 %).  
Fuente: Elaboración propia.

<b>Ensayo</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
Suelo	0,650	0,869	1,59 ( $\omega_{op}$ )	-
Suelo-Cal 1%	0,482	0,830	1,65 ( $\omega_{op}$ )	1,43 ( $\omega_{op}$ )
Suelo-Cal 6%	0,379	0,869	0,21 ( $\omega_{op}$ )	-

$\omega_{opt}$ : Humedad óptima de ensayo.

En este sentido las probetas con humedad similares a la óptima ( $\omega_{opt}$ ) del material se puede indicar que el suelo solo, el suelo con un uno por ciento de cal y el suelo con un seis por ciento de cal presentan valores medios de hinchamiento libre de 1,59 %, 1,65 y 0,21 % y 0,21 %, respectivamente. Los resultados indican que el suelo y las mezclas no son materiales expansivos. No obstante, se advierte que a medida que aumenta la cantidad de cal hidráulica añadida al suelo, el hinchamiento libre disminuye.

En lo que respecta a los ensayos con humedades distintas a la óptima se observan hinchamientos libres menores a 1%. En otras palabras, cuanto más seco está el suelo mayor es la probabilidad de un cambio volumétrico (hinchamiento o colapso), el cual puede ocurrir según la presión externa que se aplique, ya sea inferior o superior al resultado del ensayo de presión de hinchamiento.

Jiménez Salas y de Justo Alpañés (1975) propusieron que el hinchamiento libre es prácticamente independiente del valor de la densidad seca y depende casi únicamente de la humedad de compactación.

Ortuño y Rodríguez (2000) se considera un suelo expansivo a valores de hinchamiento libre iguales o superiores a 3 %, por lo tanto, para los casos experimentados no se llega a esos valores, es decir, el suelo estudiado no sería considerado un suelo expansivo.

#### 4.4 CBR del suelo y mezclas

Los resultados del ensayo de penetración de las probetas de suelo solo, suelo con un 1% de cal y suelo con un 6% de cal del ensayo de CBR se muestran en las [Figura 4.6](#)~~Figura 4.7~~, [Figura 4.7](#)~~Figura 4.6~~ y Figura 4.8 respectivamente.

Se ha determinado la capacidad de soporte de cada material a la penetración de 2,54 mm (0,1”) y de 5,08 mm (0,2”) a diferentes densidades secas. A medida que aumenta la energía de compactación –representada en el número de golpes aplicados sobre cada capa– aumenta la tensión de penetración de las probetas tal y como era de esperar.

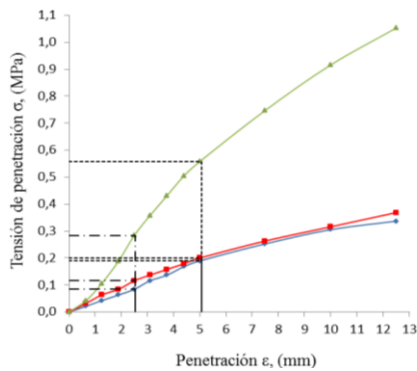


Figura 4.7: Gráfico tensión del suelo respecto a la penetración del pistón, para las tensiones a 0,1” y 0,2”.

Fuente: Elaboración propia.

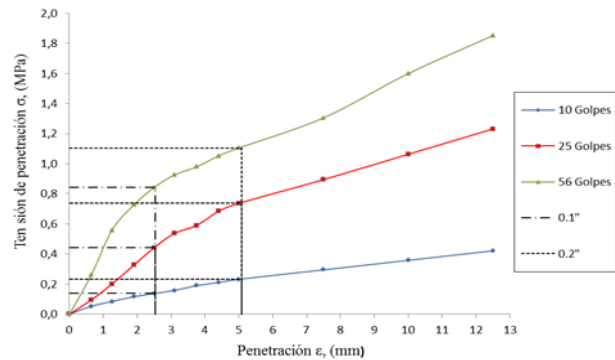


Figura 4.6: Gráfico tensión del suelo-cal 1 % respecto a la penetración del pistón, para las tensiones a 0,1” y 0,2”.

Fuente: Elaboración propia.

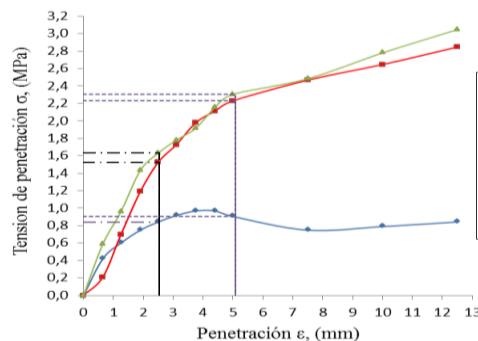


Figura 4.8: Gráfico tensión del suelo-cal 6 % respecto a la penetración del pistón, para las tensiones a 0,1” y 0,2”.

Fuente: Elaboración propia.

De las probetas ensayadas aplicando 10, 25 y 56 golpes por capa, no fue posible alcanzar la DMCS tal y como lo indica la norma ASTM D 1883. En el suelo y las mezclas con un 1 y 6% de cal se alcanzaron respectivamente porcentajes de 99, 97 y 98 % de la densidad máxima compactada seca (DMCS).

La Figura 4.9 Figura 4.10 y Figura 4.11 muestran la variación del índice de CBR con la densidad seca del suelo solo, el suelo con un 1% de cal y el suelo con un 6% de cal, respectivamente. El índice de CBR es la relación mayor entre la tensión registrada a la penetración de 2,54 mm (0,1”) o 5,08 mm (0,2”) con respecto a su correspondiente tensión patrón (6,9 MPa para 0,1” y 10,3 MPa para 0,2”).

El índice de CBR obtenido el suelo (10, 25 y 56 golpes) alcanzó un valor de 1,84, 1,94 y 5,41 con densidades secas de 1,53, 1,61 y 1,72, respectivamente. Para las probetas con 25 y 56 golpes, los valores se clasifican como un suelo “muy malo” según la norma ASTM D 1883. Únicamente la probeta con 56 golpes alcanzó un CBR mayor a 5 % para una penetración de 0,2”, aun así el suelo sigue considerándose “malo”.

El índice de CBR obtenido el suelo al que se le añadió un 1% de cal (10, 25 y 56 golpes) alcanzó un valor de 2,25, 7,15 y 12,2 con densidades secas de 1,45, 1,64 y 1,68, respectivamente. Analizando los parámetros obtenidos y según la norma ASTM D 1883, para la probeta de 10 golpes se tiene un suelo “muy malo”, para las probetas hechas a 25 golpes se tiene un suelo “malo”, en cambio para las probetas con 56 golpes de compactación se tiene una mezcla “regular” para construir alguna sub-rasante.

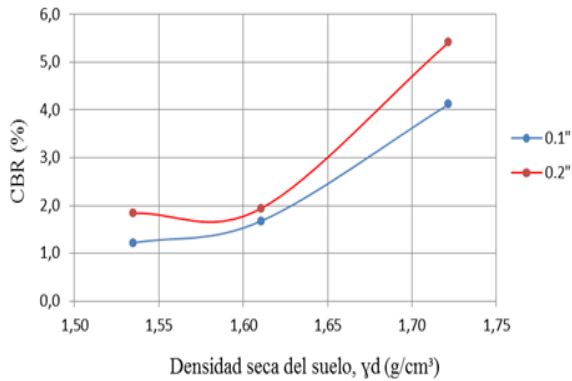


Figura 4.10: Variación de CBR respecto la densidad seca del suelo.

Fuente: Elaboración propia.

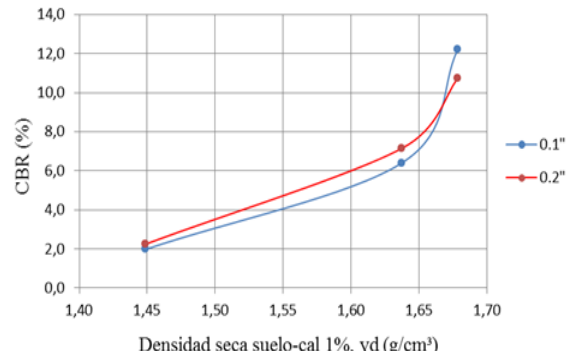


Figura 4.9: Variación de CBR respecto la densidad seca del suelo-cal 1 %.

Fuente: Elaboración propia.

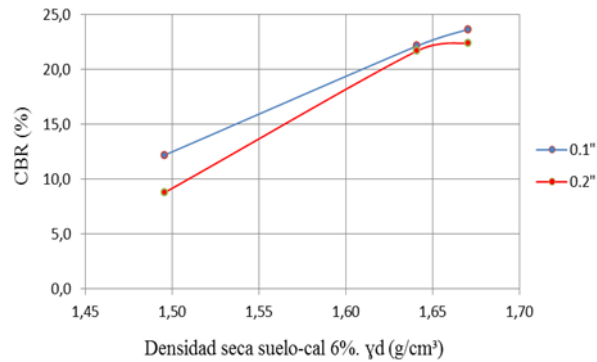


Figura 4.11: Variación de CBR respecto la densidad seca del suelo-cal 6 %.

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos de la mezcla del suelo con un 6% de cal (10, 25 y 56 golpes) se obtuvo CBR de 12,2, 22,11 y 23,64 para densidades secas de 1,50, 1,64 y 1,67, pudiendo clasificarse según la norma ASTM D 1883 de malo-regular, excelente y excelente, respectivamente.

A continuación la Tabla 4.5 el CBR para el 95% de la densidad máxima compactada seca (DMCS) de suelo y de las mezclas asociadas a la penetración de 0,1" y 0,2". Además la Tabla 4.6 muestra la expansión de las muestras ensayadas con su respectiva densidad seca.

Tabla 4.5: CBR (%) al 95 % de la DMCS del suelo y las mezclas.

Fuente: Elaboración propia.

	95% DMCS	CBR para 0,1"	CBR para 0,2"
<b>Suelo</b>	1,65	3	3
<b>Suelo-cal 1 %</b>	1,64	7	7
<b>Suelo-cal 6 %</b>	1,61	21	21

Para el suelo con un 95% DMCS se tienen CBR de un 3 % para penetración de 0,1" y 0,2", clasificándolo como un suelo muy malo, en cambio al incorporarle 1 % de cal a la mezcla, ésta adquiere un CBR de un 7% para una densidad de 1,64 g/cm<sup>3</sup> clasificando al suelo como malo. Finalmente, para un 6 % de cal en la mezcla, se tiene un CBR de un 21% a una DMCS de 1,61, clasificando a la mezcla como excelente para la construcción de subrasante según la ASTM D 1883.

Tabla 4.6: Expansión (%) del suelo y las mezclas.

Fuente: Elaboración propia.

Material	Suelo		Suelo-cal 1 %		Suelo-cal 6 %		
	N° golpes	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Expansión (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Expansión (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Expansión (%)
10		1,54	1,32	1,45	1,89	1,50	0,12
25		1,61	1,38	1,64	1,27	1,64	0,10
56		1,72	1,48	1,68	0,85	1,67	0,06

Las probetas de suelo se ensayan a un 19 % de humedad (valor no óptimo), aun así se consiguen expansiones muy bajas de 1,32, 1,38, 1,48 %, por lo tanto, no se clasifica como un suelo expansivo.

Las probetas de suelo-cal (1 %) se ensayan entre un 20 y 21 % de humedad (valores no óptimos), aun así los valores siguen siendo bajos de 1,89, 1,27, 0,85 %, por lo tanto, no se clasifica como un suelo expansivo.

Para el último ensayo, las probetas suelo-cal (6 %) se ensayan entre un 21 y 22 % de humedad (valores no óptimos), aun así, el hinchamiento sigue bajando a 0,12, 0,10, 0,06 %, haciendo que la mezcla este lejos de ser un suelo expansivo.

Los resultados indican que el suelo y las mezclas no son materiales expansivos. No obstante, se advierte que a medida que aumenta la cantidad de cal hidráulica añadida al suelo, para los 56 golpes, el hinchamiento libre disminuye.

Según lo estudiado por Ortuño y Rodríguez (2000), los incrementos de capacidad de soporte en el suelo aumentan al añadir cal al suelo y lo mismo ocurre en la expansión de suelo, por lo tanto, el propósito de los autores coincide con lo estudiado en esta tesis.

#### **4.5 Determinación de la Compresión No Confinada (CNC)**

El ensayo de compresión no confinada a diferentes edades de curado (0, 3, 7 y 28 días), entrega los resultados de mejora de las propiedades mecánicas resistentes y de deformación del suelo y de las mezclas suelo-cal.

En el Anexo 7.7 (datos y cálculos para ensayos de CNC del suelo y mezcla suelo-cal) se resume los resultados del ensayo compresión no confinada de cada probeta elaborada (36 en total) para estudiar la evaluación de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) a diferentes edades de curado (0, 3, 7 y 28 días).

Para estudiar la evolución de las propiedades mecánicas y de deformación, se han analizado los siguientes parámetros: i) resistencias a la compresión simple ( $q_u$ ) de las medias de las probetas, ii) módulos de deformación secante en rotura ( $E_{rot}$ ), y iii) módulos de deformación secante al 50 % de la tensión de rotura ( $E_{50\%rot}$ ). Por último no se incluyen gráficos de las densidades secas y las humedades óptimas de las probetas (suelo, suelo-cal), ya que todas fueron elaboradas con las óptimas obtenidas del ensayo Proctor normal ( $\gamma_d = 1.59 \text{ g/cm}^3$  y  $\omega_{opt} = 23,5\%$ ), por lo tanto la influencia en resistencia y deformación serán similares.

La ~~Figura 4.12~~ ~~Figura 4.12~~ muestra las medias de la evolución de la resistencia a la compresión simple para diferentes edades de curado del suelo arcilloso y de las mezclas suelo-cal (1 y 6 %) en la serie de ensayos.

De la figura mencionada, la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) del suelo, debiera mantenerse constante a medida que aumentan los días de curado (desde el día 0 hasta el día 28), es por ello que se promedia los valores del el día cero al día siete resultando 68 kPa, se excluye el de 28 días, ya que está alejada de la media. Aunque en general, los suelos naturales no suelen presentar reacciones químicas de hidratación que modifiquen su resistencia a diferentes edades de curado, por lo tanto, si llegaran a ocurrir variaciones en el suelo, estas se atribuirían a los procesos de confección, almacenamiento y ensayo de las probetas.

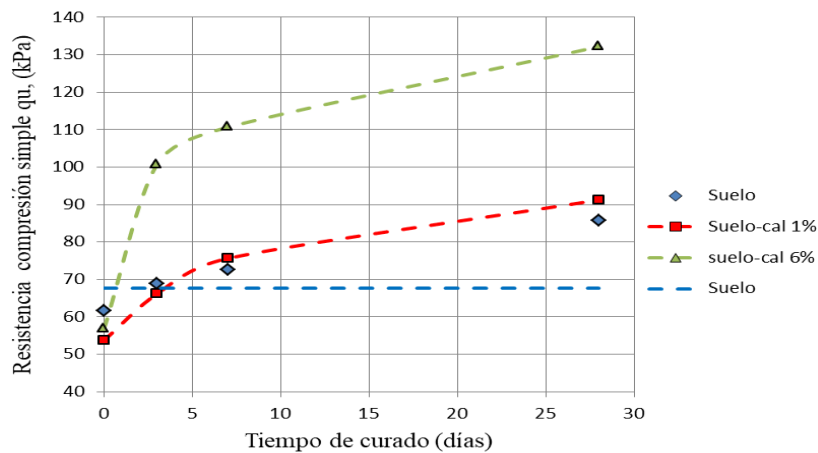


Figura 4.12: Evolución de la resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ) del suelo y mezclas.

Fuente: Elaboración propia.

La resistencia a la compresión simple de la mezcla de suelo con un 1 % de cal ensayado el mismo día que se fabricó, alcanzó una resistencia menor al valor medio obtenido en el suelo arcilloso. A medida que aumenta el tiempo de curado se observa un incremento de la resistencia a la compresión no confinada, especialmente transcurrida una semana de curado. A los 28 días continuó el crecimiento de tensión normal vertical máxima aplicada a la probeta, observándose, sin embargo, una reducción de la tasa de incremento de ésta.

Ortuño y Rodríguez (2000) indicaron que, según la norma ASTM D 6276, la proporción límite de cal añadida para que se comiencen a producir reacciones puzolánicas es de 2 %, la cual se ha determinado en el apartado 4.1.2. Es decir, no era esperable incrementos significativos de la resistencia a la compresión simple, tal y como ha sucedido.

La resistencia a la compresión simple  $q_u$  más elevada obtenida durante la batería de ensayos de laboratorio fue la que alcanzaron los ensayos a de la mezcla de suelos con un seis por ciento de cal a la edad de 28 días con un valor de 132 kPa. Al comparar ese valor con el del suelo a 28 días, se observa un incremento algo superior al 150 %, dejando de manifiesto el enorme incremento de resistencia producido por la cal.

Jiménez Salas y de Justo Alpañés (1975) indican que un suelo firme es aquel en la que su resistencia a la compresión simple se encuentra comprendida entre 100 y 200 kPa, rango en el cual se encuentran comprendidos los valores de la mezcla de suelo con un seis por ciento de cal.

Finalizado el estudio de la resistencia, a continuación se procederá a analizar los cambios en las propiedades de deformación empleando para ello el módulo secante de deformación en la rotura (Ver Tabla 4.7 y [Figura 4.13](#)~~Figura 4.13~~) y a una tensión del 50% de ésta (Ver Tabla 4.7 y Figura 4.14).

Tabla 4.7: Módulo secante medio de deformación en rotura y módulo secante medio de deformación en rotura a una tensión del 50% de la de rotura.

Fuente: Elaboración propia.

Tiempo días	Módulo secante en rotura Erot (kPa)			Módulo secante al 50% en rotura Erot50% (kPa)		
	suelo	suelo-cal 1%	suelo-cal 6%	suelo	suelo-cal 1%	suelo-cal 6%
0	28	39	28	59	87	62
3	33	35	65	75	73	148
7	39	47	65	102	104	161
28	50	50	70	106	118	144

El suelo arcilloso estudiado presenta un módulo de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ), comprendido entre 27 y 39 kPa (excluyendo el valor de 50 kPa a la edad de 28 días) con un valor medio de 33 kPa. Se ha excluido el valor de 50 kPa, ya que está alejado de la media de los resultados, además, el suelo no debe modificar sus condiciones de resistencia y de deformación a diferentes edades de curado. En cambio, las mezclas con cal presentan un aumento ligero del módulo de deformación en rotura. La mezcla con un 1% y 6% de cal presenta un módulo de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ) con valores entre 39-50 kPa y entre 28-69 kPa, en ambos casos de forma creciente.

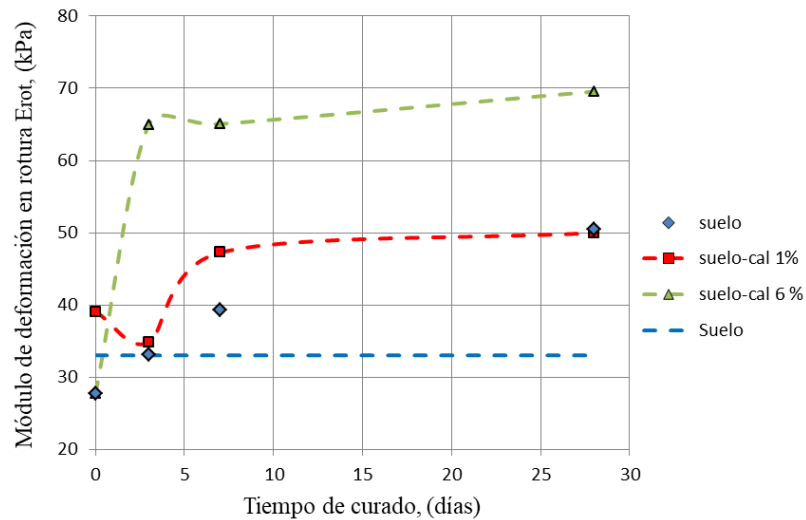


Figura 4.13: Evolución temporal del módulo secante de deformación en rotura de las probetas ensayadas.

Fuente: Elaboración propia.

La evolución del módulo secante promedio determinado a una tensión igual a la mitad de la de rotura tanto del suelo como de las mezclas puede verse en la Figura 4.14. Inicialmente el suelo presenta un módulo mayor que el de cada una de las mezclas. se observa un aumento considerable de rigidez desde el día 0 hasta el día 7, luego se mantiene constante hasta llegar los 28 días de curado, con valores desde 59 kPa hasta 106 kPa, esto se debe a que la deformación de las probetas varían entre sí, aun así se promedian las roturas al 50 %, dando como resultado 79 kPa.

En cambio, la mezcla suelo-cal 1 % pese a comenzar con un valor más alto ( $E_{rot50\%} = 87$  kPa) a los 0 días que el suelo y suelo-cal 6% ( $E_{rot50\%} = 59$  kPa y  $E_{rot50\%} = 62$  kPa respectivamente), a los 7 días de curado baja levemente a un módulo secante al 50 % de rotura de 73 kPa, para luego aumentar su rigidez hasta llegar los 28 días de ensayo con un valor de  $E_{rot50\%} = 118$  kPa.

Por último, la mezcla suelo-cal 6 % supera considerablemente los valores obtenidas por las curvas ya explicadas, primeramente con un valor de módulo secante de deformación al 50% de rotura 62 kPa, pero al pasar 3 días de curado estos valores se incrementan a 147 kPa hasta llegar a 161 kPa a los 7 días, pero al llegar al día 28 de curado la curva disminuye levemente obteniendo un valor de módulo de secante al 50% en rotura de 144 kPa.

Con estos datos se comprueba que la rigidización de este suelo medianamente plástico y medianamente reactivos con el agregado de cal, puede llegar a valores elevados y por lo tanto debe ser tenido en cuenta el incremento del módulo E que produce la reacción físico-química de la mezcla.

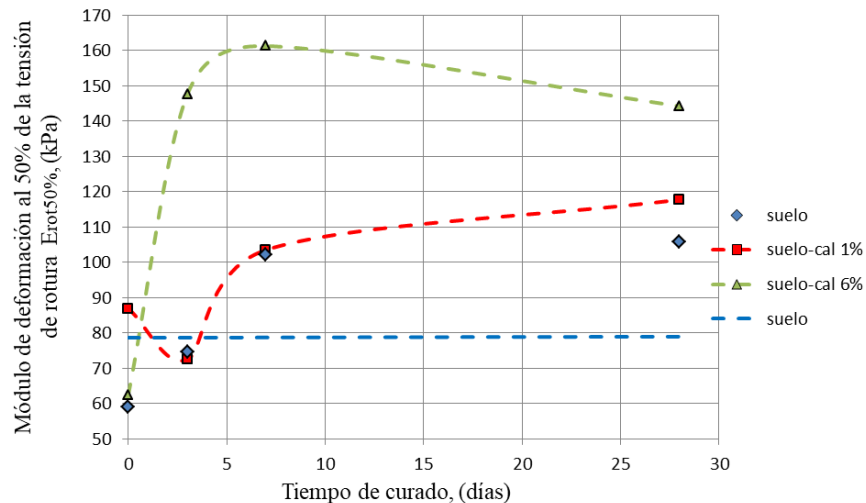


Figura 4.14: Evolución temporal del módulo secante de deformación al 50% de la tensión de rotura de las probetas ensayadas.

Fuente: Elaboración propia.

## 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las mezclas de suelo con diferentes contenidos de cal redujeron la plasticidad en comparación con el del suelo solo, manifestado en aquellas mezclas en las que se le ha añadido un 1 % y un 6 % de cal a éste. Para el caso del suelo y suelo-cal 1 % mediante la granulometría y plasticidad se tiene un suelo con clasificación CL (Arcilla de plasticidad media), en cambio para la mezcla suelo-cal 6 %, se clasifica el suelo como limo con ligera plasticidad (ML/A-7-6 (9)) según las clasificaciones USCS y AASHTO. Lo anterior demuestra una mejora considerable de las propiedades física-química del suelo, por lo tanto se puede decir que el suelo es más eficiente con cal hidráulica. Se recomienda realizar una granulometría para las mezclas suelo-cal para verificar si ésta provoca algún cambio en el tamaño de las partículas de suelo y así conseguir una interpretación más exacta.

La gravedad específica del suelo varía entre 2,54 y 2,65 en las muestras ensayadas. Cabe señalar que los valores más bajos se obtuvieron siguiendo el procedimiento de la norma ASTM D 854, mientras que el valor más alto se alcanzó mediante cocinilla a gas. Para esta investigación se recomienda utilizar valores de  $G_s$  mayor a 2,65, ya que con los inferiores a éste se obtienen incongruencias al analizar el correspondiente ensayo Proctor. Es decir, grados de saturación mayores a 100 %, lo que en la realidad es imposible de alcanzar.

En los ensayos de compactación del suelo y suelo-cal se obtuvieron resultados acordes con lo observado por otros investigadores. La muestra de suelo ensayada mediante el ensayo Proctor normal presenta una densidad máxima compactada seca (DMCS) menor que aquél en el que se le aplicó la energía Proctor modificado, mientras que la humedad óptima del primero es mayor que la del segundo. A medida que aumenta el contenido de cal hidráulica agregada al suelo (1 y 6 %), en un ensayo Proctor modificado, la densidad máxima compactada seca (DMCS) disminuye y la humedad óptima aumenta. Esto quiere decir que la mezcla suelo-cal requieren una mayor cantidad del agua para alcanzar el óptimo, especialmente debido a una mejor lubricación de las partículas, lo que trae como consecuencia una reducción de la DMCS. El suelo arcilloso alcanzó un porcentaje en el

ensayo de hinchamiento libre igual a 1,5 % a en las condiciones óptimas del ensayo Proctor modificado. A medida que se le añadió cal al suelo (1 y 6 %) la expansión se redujo considerablemente, alcanzando porcentajes de expansión para 6% de cal de 0,2 %. La expansión determinada en el ensayo de CBR es mayor que la obtenida en el ensayo de hinchamiento libre.

El suelo arcilloso presenta valores de CBR (0,1” y 0,2”) de 3 % para el 95% DMCS, lo que no permite su utilización en ninguna obra civil, ni siquiera como sub-rasante para atravesar zonas en las que se encuentre ese material sin necesidad de efectuar un tratamiento previo. Al añadir cal hidráulica al suelo aumentó su capacidad portante (CBR = 21% al 95% DMCS), pudiendo ahora ser éste empleado como sub-rasante o material de relleno de un terraplén.

Es necesario recordar que las probetas para estudiar la evolución de las propiedades resistentes y de deformación han sido efectuadas remoldeando las condiciones óptimas del ensayo Proctor normal del suelo solo, tanto en las probetas de suelo como en las mezclas con cal. Ambas mezclas suelo-cal estudiadas presentaron incrementos a medida que aumentaba el tiempo de curado. Sin embargo, la magnitud del incremento no fue la esperada, pudiendo conseguir mayor aumento en la resistencia a la compresión simple si se compactan las probetas a su correspondiente DMCS y  $\omega_{opt}$ .

La rigidez de las probetas, cuantificadas mediante el módulo de deformación en rotura ( $E_{rot}$ ) y el módulo de deformación a una tensión igual a la mitad de la de rotura ( $E_{50\%rot}$ ) se incrementaron ligeramente a medida que pasaban los días de curado, obteniendo mayor rigidez del suelo para las mezclas suelo-cal 6 %.

Ahora bien, como parte complementaria al estudio, se recomienda realizar ensayo de difracción de rayos x para conocer la composición mineral del suelo. Y así poder entender de mejor forma la reacción física-química de las mezclas suelo-cal.

Aun habiendo alcanzando los objetivo descritos en el capítulo 1, el carácter de este trabajo impone limitaciones a la amplitud del mismo. Por ello es deseable continuar los estudios aquí desarrollados mediante nuevas líneas de investigación.

## 6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASTM D 421 – 1985 (R.2007). Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants. West conshohocken, PA, USA. ASTM Internacional.
2. ASTM D 2166/D2166M – 2013. Standard test method for Unconfined compressive strength of cohesive soil. West conshohocken, PA, USA. ASTM Internacional.
3. ASTM D 422 – 1963 (R.2007). Standard test method for particle-size analysis of soils. West conshohocken, PA, USA. ASTM Internacional.
4. ASTM D 4318 – 2005. Standard test methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. West conshohocken, PA, USA. ASTM Internacional.
5. ASTM D 854 – 2002. Standard test methods for Specific gravity of soil solids by water pycnometer. West conshohocken, PA, USA. ASTM Internacional.
6. ASTM D 1557 – 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (2,700 kN-m/m<sup>3- 7. ASTM D 4546 – 1996. Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils. West conshohocken, PA, USA. ASTM Internacional.
- 8. ASTM D 6276 – 1999 (R.2006). Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization. West conshohocken, PA, USA. ASTM Internacional.
- 9. ASTM D 5102 – 2009. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures. West conshohocken, PA, USA. ASTM Internacional.
- 10. ASTM D 1883 – 2016. Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils. West conshohocken, PA, USA. ASTM Internacional.
- 11. Bauzá Castelló, J. D. (2003). Estabilización de suelos con cal. Madrid. España.
- 12. Deloye, F. (1993), Escorrentía y Puzolanicidad. Boletín de laboratorio. Francia.</sup>

13. Diamond, S. (1964). Rapid Reaction of Lime with Hydrous Alumina. *Nature*. Vol. 204: 183.
14. Diamond, S., Dolch, W., White, J. (1964). Studies on silicate tobermorita – like calcium silicate hydrates. *Bulletin N° 62. H.R.B. (USA): 62-79.*
15. Diamond, S., Kinter E. (1971). Mecanismo de estabilización suelo cal. Publicación del Instituto Argentino de Cales y Triturados.
16. Eades L., Grim R. (1966). A quick test to determine lime requirements for soil stabilization. *Highway Research Record. N° 139.*
17. Eades L., Nichols F., & Grim R. (1962). Formation of New Mineral with Lime Stabilization as Proven by Field Experiments in Virginia. *Highway Research Board. Bulletin 335.*
18. Fernández Loaiza, C. (1982). *Mejoramiento y estabilización de suelos.* Limusa. México.
19. Gámica, P., Pérez, A., & Obil, E. (2002). Estabilización de suelos con cloruro de sodio para su uso en vías terrestres. *Publicación técnica N° 201.*
20. Hervot L., Alonso I., Giocco E., Parodi L. (1964). Utilización de la cal para la estabilización de suelos en obras viales. *Memorias V Congreso Arg. De Vialidad y Tránsito Tomo V: 291.* Embalse. Córdoba.
21. Khattab, S., Al-Mukhtar, M., Fleureau, J., Alcover, J., Bergaya, F. (2001). Microstructure d'une argile gonflante traitée à la chaux. *Procc. XV Int. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Engineering. Vol. 3: 1771-1774.* Istanbul.
22. Lilli, F. (1964). Criterio de calidad y bases para la adquisición de cales destinadas a la corrección y estabilización de suelos. *Mem. Vº Congreso Arg. De Vialidad y Tránsito. Tomo V: 175-194.* Embalse. Provincia de Córdoba.
23. Lilli, F. (1975). Estabilización con cal aplicada a caminos secundarios. *Simposio sobre Tecnología para los caminos secundarios en la Argentina. 37 p.* Resistencia. Chaco.
24. Little, D. (1987). *Fundamentals of the stabilization of soil with lime (Bulletin 332),* NLA, Arlington, VA, Estados Unidos.

25. Little, D. (1995). Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime. Kendall / Hunt Publishing Co.
26. Little D., Yeung A., Scullion T. (1997). Effects of Moisture Sensitivity on the Shrinkage Properties of Flexible Bases. Report 1432 – 3F, Texas Transportation Institute.
27. Little, D. (1999). Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates. Volume 1. National Lime Association.
28. Little, D. (2000). Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates. Volume 3: Mixture Design and Testing Protocol for Lime Stabilized Soils. National Lime Association.
29. Little D. and Shafee Yusuf F. (2001). Example Problem Illustrating the Application of the National Lime Association Mixture Design and Testing Protocol (MDTP) to Ascertain Engineering Properties of Lime-Treated Subgrades for Mechanistic Pavement Design/Analysis. National Lime Association.
30. Maldonado Huezco, H. M., Orellana Martínez, A. C. (2009). Guía Básica para estabilización de suelos. Salvador.
31. Mc Dowell, Ch. (1966). Evaluation Of Soil-Lime Stabilization Mixtures. Highway Research Record N° 139.
32. Moreau, E. (1964). La estabilización de suelos mediante cal. Memorias Quinto Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Tomo V: 233 –246. Embalse. Córdoba.
33. Musuruana E., Perin A., Diez J. (1964). La estabilización con cal en la Provincia de Santa Fe. Memorias Quinto Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Tomo V: 263 –289. Embalse. Córdoba.
34. NCh 1928 Of 1993 (M. 2009). Albañilería armada – Requisitos para el diseño y cálculos. INN Chile.
35. NCh 2256/1 Of 2001. Morteros: parte 1. INN Chile.
36. Ortuño, L., Rodríguez, J. L. (2000). La estabilización del suelo con cal como mejora de suelos. Estudio realizado en el tramo V de la A-381: Jerez-Los Barrios. II Congreso Andaluz de Carreteras, Vol. II, Cádiz, España.

37. Ruiz, C. (1973). Sobre el criterio de calidad de los suelos cohesivos corregidos o estabilizados con cal. Revista Carreteras N° 66. Asociación Argentina de Carreteras. Buenos Aires.
38. San José del Mar (página consultada en noviembre del 2016). [on line]. Dirección URL: <http://www.sanjosedelmar.cl/>.
39. Senageomin (2014). Anuario de minería de Chile. Servicio nacional de geología y minería.
40. Solminihac, H., Echeverría, G., & Thenoux, G. (No especifica). Estabilización química de suelos: Aplicaciones en la construcción de estructuras de pavimentos. PUC. Santiago. Chile.
41. Soprocal (página consultada en abril del 2017). [on line]. Dirección URL: <http://www.soprocal.cl/>.
42. Technical Manual N° 5-822-14, Air Force Manual N° 32-1019 (1994). Soil Stabilization For Pavements. Headquarters Departments of the Army and the Air Force. Washington D.C.
43. Thompson, M. (1969). Engineering Properties of Lime-Soils Mixtures. Journal of Materials. ASTM. Vol. 4. N° 479.
44. Transportation Research Board (1976). Lime-Fly Ash- Stabilized Bases and Subbases. Report N° 37. National Cooperative Highway Research Program. Washington D.C.
45. Venaut, M., Papadakis, M. (1966). Control y ensayo de cementos, morteros y hormigones. Urmo. Bilbao. España.

## 7 ANEXOS

### 7.1 Datos y cálculos para el ensayo de granulometría del suelo

A continuación, en la Tabla 7.1 se muestra la media de los datos recogidos del ensayo según ASTM D 422:

Tabla 7.1: (a) Datos antes de lavar la muestra de suelo en gramos, y (b) Datos después de lavar la muestra de suelo en gramos.

Fuente: Elaboración propia.

(a)		(b)	
Antes de Lavado		Después de Lavado	
Cápsula	104	Cápsula	104
Cap+Suelo seco	604	Cap+Suelo seco	280
Suelo seco_1	<b>500</b>	Suelo Seco_2	<b>176</b>

De acuerdo a los valores obtenidos en el ensayo, es posible determinar:

Cantidad de finos en la muestra (g):

$$M_{finos} = 500 - 176 = 324 \text{ g}$$

Porcentaje de finos que pasa en la muestra (%):

$$M_{finos} = \frac{500 - 176}{500} * 100 \% = 64,8 \%$$

Porcentaje de masa retenido en los tamices, para el tamiz N°10 se tiene el siguiente cálculo (%):

$$P_r = \frac{4,3}{500} * 100 \% = 0,86 \%$$

Se repite el mismo procedimiento para las masas retenidas en todos los tamices.

Porcentaje masa que pasa por los tamices, para el tamiz #10 se tiene el siguiente cálculo (%):

$$P_p = \left(1 - \frac{4,3}{500}\right) * 100\% = 99,14 \%$$

Se repite el mismo procedimiento para las masas retenidas en todos los tamices.

De lo anterior se obtiene la Tabla 7.2:

Tabla 7.2: Resumen de los porcentajes de masa retenido y que pasa de la muestra de suelo.  
Fuente: Elaboración propia.

<b>Malla ASTM</b> <b>N°</b>	<b>Abertura</b> <b>mm</b>	<b>Masa retenida</b> <b>g</b>	<b>P. Retenido</b> <b>%</b>	<b>P. que Pasa</b> <b>%</b>
4	4,75	0	0,00	100,00
10	2,00	4,3	0,86	99,14
20	0,85	8,01	1,60	97,54
40	0,43	11,93	2,39	95,15
60	0,25	10,02	2,00	93,15
200	0,08	141,24	28,25	64,90
<b>Fondo</b>	<#200	0,5	0,10	64,80
<b>Fino</b>		324	64,80	0,10
	<b>Masa Total</b>	<b>500</b>	100,00	

## 7.2 Datos y cálculos para el ensayo de gravedad específica del suelo

De la norma ASTM D 854 y del material bajo la malla N° 4, se obtuvo las tablas:

Tabla 7.3: Media de los datos obtenidos del ensayo GS utilizando la bomba de vacío.  
Fuente: Elaboración propia.

Picnómetro	N°	19
Masa Seca (m <sub>s</sub> )	gr	129,49
Masa Picnómetro+Muestra+Agua (M <sub>m</sub> )	gr	763
Temperatura de Ensayo del Contenido (T <sub>m</sub> )	°C	20
Masa Picnómetro+ agua temperatura de ensayo (m <sub>a</sub> )	gr	684,4
Densidad del agua a temperatura ensayo (ρ <sub>wte</sub> )	gr/cm <sup>3</sup>	0,998

Tabla 7.4: Media de datos obtenidos del ensayo GS utilizando cocinilla a gas.  
Fuente: Elaboración propia.

Picnómetro	N°	12
Masa Seca (m <sub>s</sub> )	gr	104
Masa Picnómetro+Muestra+Agua (M <sub>m</sub> )	gr	750,1
Temperatura de Ensayo del Contenido (T <sub>m</sub> )	°C	29
Masa Picnómetro+ agua temperatura de ensayo (m <sub>a</sub> )	gr	685,2
Densidad del agua a temperatura ensayo (ρ <sub>wte</sub> )	gr/cm <sup>3</sup>	0,998

Por lo tanto la gravedad específica viene dada por:

Para la bomba de vacío, se tiene la siguiente gravedad específica:

$$G_s = \frac{129,49}{(129,49 + 684,4) - 763} * 0,998 = 2,54$$

Para la cocinilla a gas, se tiene la siguiente gravedad específica:

$$G_s = \frac{104}{(104 + 685,2) - 750,1} * 0,99565 = 2,65$$

### 7.3 Datos y cálculos para la proporción de las mezclas suelo-cal mediante el pH

Los datos obtenidos de ensayo según la norma ASTM D 4546 se muestran a continuación:

Tabla 7.5: Datos obtenidos de la determinación de pH para las mezclas de suelo – cal.  
Fuente: Elaboración propia.

% Cal	Masa cal (g)	Masa suelo (g)	pH	T° Ensayo
0,5	0,125	25	9,1	23,9
1	0,25	25	9,3	24,1
2	0,5	25	10,1	24,2
3	0,75	25	11,2	24,2
4	1	25	11,9	24,2
5	1,25	25	12,1	24
6	1,5	25	12,3	23,9
7	1,75	25	12,8	23,1

## 7.4 Datos y cálculos para el ensayo de plasticidad del suelo y las mezclas

A continuación se muestra los valores medios de los datos y cálculos del ensayo de plasticidad, realizado según la norma ASTM D 4318:

Tabla 7.6: Datos obtenidos de la determinación de límite líquido del suelo.  
Fuente: Elaboración propia.

N° Muestra	Masa Cápsula (g) Wc	Cap.+ Suelo Húmedo (g) Ww	Cap.+ Suelo Seco (g) Wd	N° Golpes N	Humedad (%) $\omega$	Contenido de Agua tendecia(%)
1	7,23	14,71	12,11	9	53,3	53,9
2	7,23	15,54	12,69	13	52,2	51,4
3	7,27	13,71	11,60	20	48,7	48,5
4	7,15	13,77	11,66	26	46,8	46,7
5	7,24	15,60	13,00	30	45,1	45,7

Determinación de límite líquido:

$$LL = \frac{\text{Log}(26) - \text{Log}(20)}{\text{Log}(26) - \text{Log}(25)} = \frac{46,8 - 48,7}{46,8 - LL} = 46,93 \cong 47 \%$$

Tabla 7.7: Datos obtenidos de la determinación de límite plástico del suelo.  
Fuente: Elaboración propia.

Número Prueba	Masa Cápsula (g) Mc	Cap. + Suelo Húmedo (g) Mw	Cap. + Suelo Seco (g) Md	Humedad (%) $\omega$
1	7,15	8,497	8,24	23,58
2	7,19	8,549	8,29	23,55
3	7,3	8,955	8,64	23,51

Determinación de límite plástico:

$$LP = \frac{23,58 + 23,55 + 23,51}{3} = 23,54 \cong 24 \%$$

Por lo tanto el índice de plasticidad está dado por:

$$IP = 47 - 24 = 23 \%$$

Tabla 7.8: Datos obtenidos de la determinación de límite líquido del suelo – cal 1%.  
Fuente: Elaboración propia

Nº Muestra	Masa Cápsula (g) Wc	Cap.+ Suelo Húmedo (g) Ww	Cap.+ Suelo Seco (g) Wd	Nº Golpes N	Humedad (%) $\omega$	Contenido de Agua tendecia (%)
1	12,72	21,91	18,93	5	48,0	48,2
2	12,58	21,27	18,46	7	47,8	47,7
3	13,25	23,91	20,50	12	47,0	46,8
4	13,5	22,45	19,61	17	46,5	46,3
5	14,02	21,41	19,09	20	45,8	46,1
6	12,64	20,37	17,96	26	45,3	45,7
7	12,49	21,33	18,59	30	44,9	45,4

Determinación de límite líquido:

$$LL = \frac{\text{Log}(26) - \text{Log}(20)}{\text{Log}(26) - \text{Log}(25)} = \frac{45,8 - 45,3}{45,8 - LL} = 45,46 \cong 45 \%$$

Tabla 7.9: Datos obtenidos de la determinación de límite plástico del suelo-cal 1%.  
Fuente: Elaboración propia.

Número Prueba	Masa Cápsula (g) Mc	Cap. + Suelo Húmedo (g) Mw	Cap. + Suelo Seco (g) Md	Humedad (%) $\omega$
1	9,6	10,87	10,62	24,51
2	10,26	12,7	12,22	24,49
3	9,16	10,63	10,34	24,58

Determinación de límite plástico:

$$LP = \frac{24,51 + 24,49 + 24,58}{3} = 24,5 \cong 25 \%$$

Por lo tanto el índice de plasticidad está dado por:

$$IP = 45 - 25 = 20 \%$$

Tabla 7.10: Datos obtenidos de la determinación de límite plástico del suelo-cal 6%.  
Fuente: Elaboración propia.

Número Prueba	Masa Cápsula (g) Mc	Cap. + Suelo Húmedo (g) Mw	Cap. + Suelo Seco (g) Md	Humedad (%) $\omega$
1	8,96	10,69	10,32	27,21
2	9,43	11,09	10,733	27,40
3	10,23	11,63	11,33	27,27

Determinación de límite plástico:

$$LP = \frac{27,21 + 27,40 + 27,27}{3} = 27,29 \cong 27 \%$$

Tabla 7.11: Datos obtenidos de la determinación de límite líquido del suelo-cal 6%.  
Fuente: Elaboración propia.

Nº Muestra	Masa Cápsula (g) Wc	Cap.+ Suelo Húmedo (g) Ww	Cap.+ Suelo Seco (g) Wd	Nº Golpes N	Humedad (%) $\omega$	Contenido de Agua tendencia(%)
1	15,92	22,27	20,22	5	47,7	48,1
2	13,13	20,08	17,85	8	47,2	46,9
3	12,79	20,39	18,01	16	45,6	45,0
4	13,81	21,3	18,99	20	44,6	44,4
5	13,77	21,35	19,06	24	43,3	44,0
6	13,74	23,15	20,36	28	42,1	43,6

Determinación de límite líquido:

$$LL = \frac{\text{Log}(28) - \text{Log}(24)}{\text{Log}(28) - \text{Log}(25)} = \frac{42,1 - 43,3}{42,1 - LL} = 43,39 \cong 43 \%$$

Por lo tanto el índice de plasticidad está dado por:

$$IP = 43 - 27 = 16 \%$$

Gráficamente se tiene:

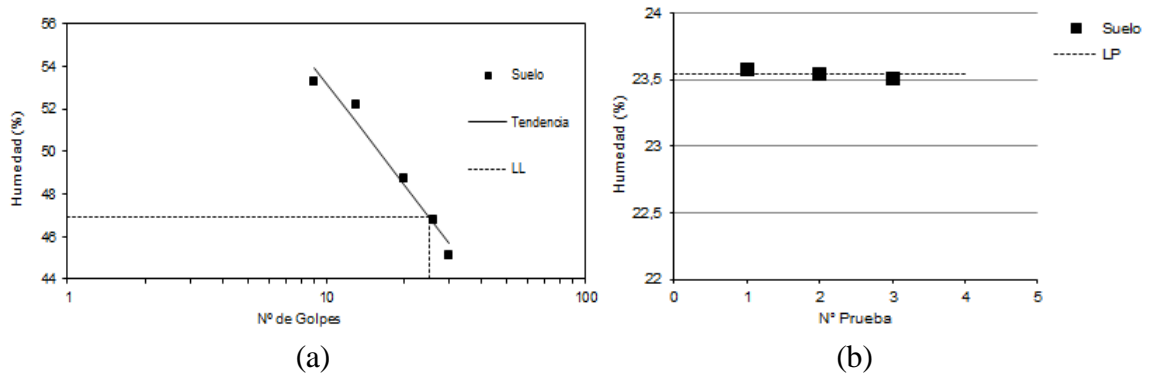


Figura 7.1: (a) Límite líquido para el suelo, y (b) Límite plástico para el suelo.  
Fuente: Elaboración propia.

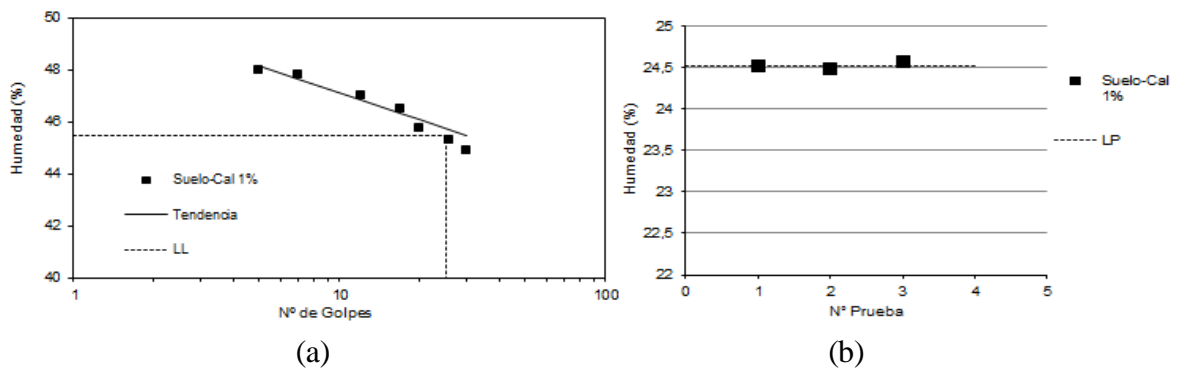


Figura 7.2: (a) Límite líquido suelo-cal 1%, y (b) Límite plástico suelo-cal 1%.  
Fuente: Elaboración propia.

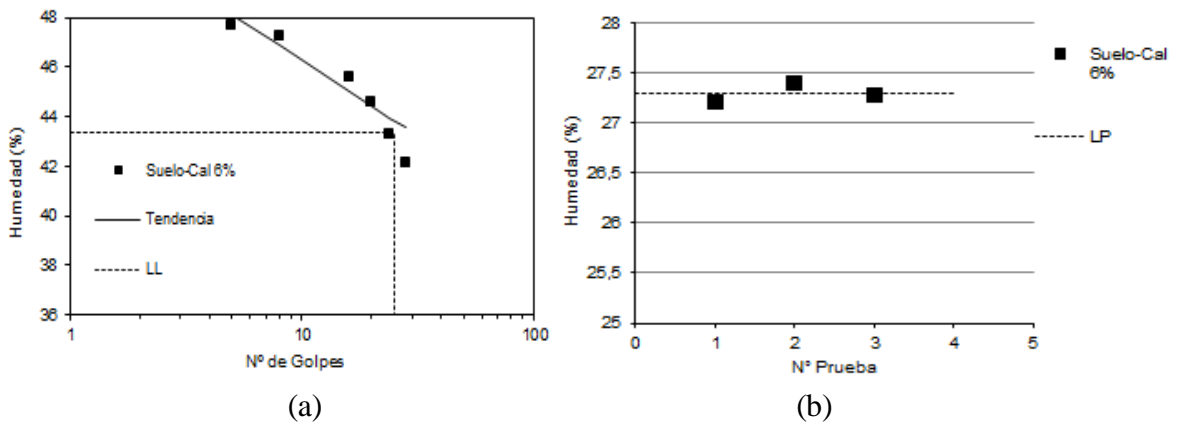


Figura 7.3: (a) Límite líquido suelo-cal 6%, y (b) Límite plástico suelo-cal 6%.  
Fuente: Elaboración propia.

## 7.5 Datos y cálculos para los ensayos de Proctor normal y Proctor modificado del suelo y las mezclas suelo-cal (1 y 6 %)

Según la norma ASTM D 1557 se tiene los siguientes datos y cálculos:

Tabla 7.12: Determinación de la masa de suelo y densidad húmeda del Proctor normal.  
Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Volumen molde (cm <sup>3</sup> )	Masa molde (g)	Masa molde + suelo (g)	Masa suelo (g)	Densidad húmeda $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	941	1993	3739	1746	1,855
2	941	2007	3880	1873	1,990
3	941	1993	3829	1836	1,951
4	941	2007	3790	1783	1,895
5	941	2007	3782	1775	1,886

Se retiró el material del molde y se tomaron dos muestras representativas para determinar su humedad y obtener los siguientes resultados.

Tabla 7.13: Determinación de la humedad del suelo del ensayo Proctor normal.  
Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Masa Cáp. 1 (g)	Masa Cáp. 2 (g)	Masa húmeda + Cáp. 1 (g)	Masa húmeda + Cáp. 2 (g)	Masa Seca + Cáp. 1 (g)	Masa Seca + Cáp. 2 (g)	Humedad 1 $\omega$ (%)	Humedad 2 $\omega$ (%)	Promedio humedad $\omega$ (%)
1	7,23	7,31	27,73	29,71	24,2	25,91	20,80	20,43	20,62
2	7,14	7,30	28,87	26,90	24,69	23,16	23,82	23,58	23,70
3	7,26	7,21	33,15	30,21	27,86	25,52	25,68	25,61	25,65
4	7,25	7,23	31,70	31,95	26,39	26,58	27,74	27,75	27,75
5	7,28	7,25	35,59	35,81	29,24	29,44	28,92	28,71	28,81

Tabla 7.14: Determinación de la densidad seca del suelo del ensayo Proctor normal.  
Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Humedad de Ensayo $\omega$ (%)	Densidad húmeda $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	Promedio humedad $\omega$ (%)	Densidad seca $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	20	1,86	20,62	1,54
2	22	1,99	23,70	1,61
3	24	1,95	25,65	1,55
4	26	1,89	27,75	1,48
5	28	1,89	28,81	1,46

Tabla 7.15: Determinación de la masa de suelo y densidad húmeda del Proctor modificado.  
Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Volumen molde (cm <sup>3</sup> )	Masa molde (g)	Masa molde + suelo (g)	Masa suelo (g)	Densidad húmeda $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	941	4211	6041	1830	1,945
2	941	4211	6132	1921	2,041
3	941	4201	6132	1931	2,052
4	941	4201	6039	1783	1,895
5	941	4211	6020	1809	1,922
6	941	4211	5997	1786	1,898
7	941	4211	5966	1755	1,865

Se retiró el material del molde y se tomó una muestra representativa para determinar su humedad y obtener los siguientes resultados:

Tabla 7.16: Determinación de la humedad suelo del ensayo Proctor modificado.  
Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Masa Cáp. (g)	Masa húmeda + Cáp. (g)	Masa Seca + Cáp. (g)	Humedad $\omega$ (%)
1	16,46	45,69	41,80	15,35
2	16,46	41,01	37,34	17,58
3	16,46	37,28	33,87	19,59
4	16,48	37,83	33,95	22,21
5	16,50	32,70	29,45	25,10
6	16,50	36,40	32,12	27,40
7	14,20	34,10	29,45	30,49

Tabla 7.17: Determinación de la densidad seca del suelo del ensayo Proctor modificado.  
Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Humedad de Ensayo $\omega$ (%)	Densidad húmeda $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	Humedad $\omega$ (%)	Densidad seca $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	15	1,94	15,35	1,69
2	17	2,04	17,58	1,74
3	18	2,05	19,59	1,72
4	19	1,89	22,21	1,55
5	23	1,92	25,10	1,54
6	25	1,90	27,40	1,49
7	27	1,87	30,49	1,43

Tabla 7.18: Masa suelo-cal 1% y densidad húmeda del Proctor modificado.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Volumen molde (cm <sup>3</sup> )	Masa molde (g)	Masa molde + suelo (g)	Masa suelo (g)	Densidad húmeda $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	941	4188	5976	1788	1,900
2	941	4188	6070	1882	2,000
3	941	4212	6146	1934	2,055
4	941	4212	6141	1929	2,050
5	941	4188	6095	1907	2,027

Se retiró el material del molde y se tomaron dos muestras representativas para determinar su humedad y obtener los siguientes resultados.

Tabla 7.19: Determinación de la humedad suelo-cal 1% del ensayo Proctor modificado.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Masa Cáp. 1 (g)	Masa Cáp. 2 (g)	Masa húmeda + Cáp. 1 (g)	Masa húmeda + Cáp. 2 (g)	Masa Seca + Cáp. 1 (g)	Masa Seca + Cáp. 2 (g)	Humedad 1 $\omega$ (%)	Humedad 2 $\omega$ (%)	Promedio humedad $\omega$ (%)
1	14,15	14,25	43,75	39,6	39,76	36,19	15,58	15,54	15,56
2	14,10	14,70	47,80	80,10	42,80	70,60	17,42	16,99	17,21
3	14,70	14,80	43,00	61,90	38,60	54,30	18,41	19,24	18,83
4	14,50	16,50	83,10	99,70	70,90	85,00	21,63	21,46	21,55
5	14,00	14,00	89,99	90,01	75,70	75,70	23,16	23,19	23,18

Tabla 7.20: Densidad seca suelo-cal 1% del ensayo Proctor modificado.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Humedad de Ensayo $\omega$ (%)	Densidad húmeda $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	Promedio humedad $\omega$ (%)	Densidad seca $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	14	1,90	15,56	1,64
2	16	2,00	17,21	1,71
3	18	2,06	18,83	1,73
4	20	2,05	21,55	1,69
5	22	2,03	23,18	1,65

Tabla 7.21: Masa de suelo-cal 6% y densidad húmeda del Proctor modificado.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Volumen molde (cm <sup>3</sup> )	Masa molde (g)	Masa molde + suelo (g)	Masa suelo (g)	Densidad húmeda $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	941	4187	5850	1663	1,77
2	941	4187	6031	1844	1,96
3	941	4188	6090	1902	2,02
4	941	4188	6119	1931	2,05
5	941	4186	6071	1885	2,00
6	941	4186	6015	1829	1,94

Se retiró el material del molde y se tomaron dos muestras representativas para determinar su humedad y obtener los siguientes resultados.

Tabla 7.22: Determinación de la humedad suelo-cal 6% del ensayo Proctor modificado.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Masa Cáp. 1 (g)	Masa Cáp. 2 (g)	Masa húmeda + Cáp. 1 (g)	Masa húmeda + Cáp. 2 (g)	Masa Seca + Cáp. 1 (g)	Masa Seca + Cáp. 2 (g)	Humedad 1 $\omega$ (%)	Humedad 2 $\omega$ (%)	Promedio humedad $\omega$ (%)
1	14,25	14,35	60,56	58,45	54,61	52,89	14,74	14,43	14,58
2	14,68	14,42	80,00	91,30	70,40	79,9	17,23	17,41	17,32
3	14,12	14,51	97,20	56,50	84,10	49,9	18,72	18,65	18,68
4	14,39	14,31	68,80	72,50	59,40	62,4	20,88	21,00	20,94
5	14,21	14,02	65,70	66,00	55,64	56,12	24,28	23,47	23,87
6	14,45	14,06	86,45	81,53	71,78	67,68	25,59	25,83	25,71

Tabla 7.23: Densidad seca de suelo-cal 6% del ensayo Proctor modificado.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Humedad de Ensayo $\omega$ (%)	Densidad húmeda $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	Promedio humedad $\omega$ (%)	Densidad seca $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	14	1,77	14,58	1,542
2	16	1,96	17,32	1,670
3	18	2,02	18,68	1,703
4	20	2,05	20,94	1,697
5	22	2,00	23,87	1,617
6	24	1,94	25,71	1,546

De los datos obtenidos en los ensayos, es posible determinar las densidades secas y humedades óptimas, según muestra las tablas: 7.14; 7.17; 7.20 y 7.23.

Suelo, ensayo Proctor normal:

$$\gamma_d = -0,0032 \omega^2 + 0,1097 \omega + 0,7631$$

$$\omega_{opt.} = \frac{0,1097}{2 \cdot 0,0032} = 23,5 \%$$

Suelo, ensayo Proctor modificado:

$$\gamma_d = -0,0098 \omega^2 + 0,3472 \omega - 1,3463$$

$$\omega_{\text{opt}} = \frac{0,3472}{2 \cdot 0,0098} = 17,7 \%$$

Suelo-cal 1%, ensayo Proctor modificado:

$$\gamma_d = -0,0059 \omega^2 + 0,2267 \omega - 0,4524$$

$$\omega_{\text{opt}} = \frac{0,2267}{2 \cdot 0,0059} = 18,5 \%$$

Suelo-cal 6%, ensayo Proctor modificado:

$$\gamma_d = -0,0053 \omega^2 + 0,2111 \omega - 0,4132$$

$$\omega_{\text{opt}} = \frac{0,2111}{2 \cdot 0,0053} = 19,9 \%$$

Peso unitario seco máximo compactado, como se muestra a continuación:

Suelo, ensayo Proctor normal:

$$\gamma_d = -0,0032 \omega^2 + 0,1097 \omega + 0,7631$$

$$\gamma_{d \text{ max}} = \frac{0,1097^2}{4 \cdot 0,0032} + 0,7631 = 1,59 \text{ g/cm}^3$$

Suelo, ensayo Proctor modificado:

$$\gamma_d = -0,0098 \omega^2 + 0,3472 \omega - 1,3463$$

$$\gamma_{d \text{ max}} = \frac{0,3472^2}{4 \cdot 0,0098} - 1,3463 = 1,74 \text{ g/cm}^3$$

Suelo-cal 1%, ensayo Proctor modificado:

$$\gamma_d = -0,0059 \omega^2 + 0,2267 \omega - 0,4524$$

$$\gamma_{d \max} = \frac{0,1097^2}{4 \cdot 0,0032} + 0,7631 = 1,73 \text{ g/cm}^3$$

Suelo-cal 6%, ensayo Proctor modificado:

$$\gamma_d = -0,0053 \omega^2 + 0,2111 \omega - 0,4132$$

$$\gamma_{d \max} = \frac{0,1097^2}{4 \cdot 0,0032} + 0,7631 = 1,69 \text{ g/cm}^3$$

## 7.6 Datos y cálculos para el ensayo CBR del suelo y las mezclas suelo-cal

Del ensayo según la norma ASTM D 1883 se tiene los siguientes valores:

En la siguiente tabla es posible observar la determinación de la densidad húmeda y sumergida asociada a la humedad óptima  $\omega_{opt} = 18 \%$  del ensayo Proctor modificado para el suelo a 10, 25 y 56 golpes:

Tabla 7.24: Determinación de la densidad húmeda y sumergida del suelo del ensayo.  
Fuente: Elaboración propia.

Nº Golpes	Nº Probeta	W1 (g)	Mm (g)	Vm (cm <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	W2 (g)	Mb (g)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
10	12	8638	4767	2113	1,83	11787	3590	1,623
25	16	8546	4461	2131	1,92	12771	3590	2,215
56	10	9102	4756	2117	2,05	13070	3590	2,231

En la siguiente tabla es posible observar la determinación de la densidad húmeda y sumergida asociada a la humedad óptima  $\omega_{opt} = 19 \%$  del ensayo Proctor modificado para la mezcla suelo-cal 1% a 10, 25 y 56 golpes:

Tabla 7.25: Determinación de la densidad húmeda y sumergida suelo-cal 1% de ensayo.  
Fuente: Elaboración propia.

Nº Golpes	Nº Probeta	W1 (g)	Mm (g)	Vm (cm <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	W2 (g)	Mb (g)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
10	19	8409	4701	2122	1,75	11787	3590	1,65
25	9	8859	4675	2120	1,97	12542	3590	2,02
56	20	9006	4701	2119	2,03	12087	3590	1,79

En la siguiente tabla es posible observar la determinación de la densidad húmeda y sumergida asociada a la humedad óptima  $\omega_{opt} = 19\%$  del ensayo Proctor modificado para la mezcla suelo-cal 1% a 10, 25 y 56 golpes:

Tabla 7.26: Determinación de la densidad húmeda y sumergida suelo-cal 6% de ensayo.  
Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	W1 (g)	Mm (g)	Vm (cm <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	W2 (g)	Mb (g)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
10	16	8514	4673	2120	1,81	11787	3590	1,66
25	10	8864	4648	2119	1,99	12542	3590	2,03
56	12	9010	4700	2122	2,03	12087	3590	1,79

En la siguiente tabla es posible observar la determinación de la densidad seca asociada a la humedad óptima  $\omega_{opt} = 18\%$  del ensayo Proctor modificado para el suelo a 10, 25 y 56 golpes:

Tabla 7.27: Determinación de las humedades y densidad seca del suelo de ensayo.  
Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	Cáp. (g)	Cáp. + suelo húmedo (g)	Cáp. + suelo seco (g)	Humedad de ensayo $\omega$ (%)	$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
10	12	181,4	217,8	211,90	19,34	1,83	1,535
25	16	164,6	233,2	222,24	19,01	1,92	1,6107
56	10	164,9	219,2	210,44	19,24	2,05	1,7217

En la siguiente tabla es posible observar la determinación de la densidad seca asociada a la humedad óptima  $\omega_{opt} = 19\%$  del ensayo Proctor modificado suelo-cal 1% a 10, 25 y 56 golpes:

Tabla 7.28: Determinación de las humedades y densidad seca suelo-cal 1% de ensayo.  
Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	Cáp. (g)	Cáp. + suelo húmedo (g)	Cáp. + suelo seco (g)	Humedad de ensayo $\omega$ (%)	$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
10	19	82,1	264,1	233,0	20,61	1,83	1,52
25	9	112,3	223,8	204,8	20,54	1,92	1,59
56	20	95,5	234,1	210,0	21,05	2,05	1,70

En la siguiente tabla es posible observar la determinación de la densidad seca asociada a la humedad óptima  $\omega_{opt} = 20\%$  del ensayo Proctor modificado suelo-cal 6% a 10, 25 y 56 golpes:

Tabla 7.29: Determinación de las humedades y densidad seca suelo-cal 6% de ensayo.  
Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	Cáp. (g)	Cáp. + suelo húmedo (g)	Cáp. + suelo seco (g)	Humedad de ensayo $\omega$ (%)	$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
10	16	82	196	176,1	21,15	1,83	1,51
25	10	122	361	319,1	21,26	1,92	1,58
56	12	242	394	367	21,60	2,05	1,69

A continuación se muestran las tablas asociadas a la humedad superior e inferior de los ensayos CBR:

Tabla 7.30: Determinación de humedad promedio a través de la humedad superior e inferior de ensayo para el suelo.

Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	Cáp.1 (g)	Cáp.1 + suelo húmedo (g)	Cáp.1 + suelo seco (g)	Humedad superior $\omega$ (%)	Cáp.2 (g)	Cáp.2 + suelo húmedo (g)	Cáp.2 + suelo seco (g)	Humedad inferior $\omega$ (%)	Humedad promedio $\omega$ (%)
10	12	14,23	45,24	38,04	30,24	13,79	53,64	44,59	29,38	29,81
25	16	13,82	65,36	55,3	24,25	14,83	60,24	50,45	27,48	25,87
56	10	13,96	42,97	37,88	21,28	14,06	60,17	50,24	27,45	24,36

Tabla 7.31: Determinación de humedad promedio a través de la humedad superior e inferior de ensayo para suelo-cal 1%.

Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	Cáp.1 (g)	Cáp.1 + suelo húmedo (g)	Cáp.1 + suelo seco (g)	Humedad superior $\omega$ (%)	Cáp.2 (g)	Cáp.2 + suelo húmedo (g)	Cáp.2 + suelo seco (g)	Humedad inferior $\omega$ (%)	Humedad promedio $\omega$ (%)
10	19	14,33	58,34	47,48	32,76	14,05	70,17	57,65	28,72	30,74
25	9	13,93	59,06	48,96	28,83	15,23	46,97	40,74	24,42	26,63
56	20	15	39,7	34,95	23,81	14,28	49,94	42,94	24,42	24,12

Tabla 7.32: Determinación de humedad promedio a través de la humedad superior e inferior de ensayo para suelo-cal 6%.

Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	Cáp.1 (g)	Cáp.1 + suelo húmedo (g)	Cáp.1 + suelo seco (g)	Humedad superior $\omega$ (%)	Cáp.2 (g)	Cáp.2 + suelo húmedo (g)	Cáp.2 + suelo seco (g)	Humedad inferior $\omega$ (%)	Humedad promedio $\omega$ (%)
10	19	14,33	83,97	69,09	27,17	16,55	84,15	69,67	27,26	27,22
25	9	14,32	91,19	76,80	23,03	13,91	70,86	59,53	24,84	23,93
56	20	13,94	47,52	40,65	25,72	14,18	47,24	41,20	22,35	24,04

De lo anterior es posible obtener la expansión de la muestra para cada uno de los ensayos realizados como se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 7.33: Determinación de la expansión de la muestra a través de la lectura inicial y final de los diales para el suelo.

Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	Lectura inicial Li (mm)	Lectura final Lf (mm)	Expansión E (mm)	Expansión E (%)
10	12	0,8	5,76	4,96	4,26
25	16	2,08	5,59	3,51	3,02
56	10	8,55	11,44	2,89	2,48

Tabla 7.34: Determinación de la expansión de la muestra a través de la lectura inicial y final de los diales para suelo-cal 1%.

Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	Lectura inicial Li (mm)	Lectura final Lf (mm)	Expansión E (mm)	Expansión E (%)
10	19	7,22	9,42	2,2	1,89
25	9	7,74	9,22	1,48	1,27
56	20	3,825	4,81	0,985	0,85

Tabla 7.35: Determinación de la expansión de la muestra a través de la lectura inicial y final de los diales para suelo-cal 6%.

Fuente: Elaboración propia.

N° Golpes	N° Probeta	Lectura inicial Li (mm)	Lectura final Lf (mm)	Expansión E (mm)	Expansión E (%)
10	19	7,51	7,65	0,14	0,12
25	9	2,41	2,53	0,12	0,10
56	20	3,13	3,2	0,07	0,06

A continuación se muestra la determinación de las tensiones de penetración (MPa) de los ensayos de CBR, con un pistón de área 1963,5 mm<sup>2</sup> en las siguientes tablas:

Las lecturas del anillo (rayas) se transformaron a fuerzas (kN) mediante las tablas de conversión Controls (2004)

Tabla 7.36: Determinación de las tensiones de penetración y penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR del suelo.

Fuente: Elaboración propia.

Penetración (mm)	Sobrecarga 5068 (g)		$\sigma$ (MPa)	Sobrecarga 5046 (g)		$\sigma$ (MPa)	Sobrecarga 5059 (g)		$\sigma$ (MPa)
	Lect. Dial	Fuerza (KN)		Lect. Dial	Fuerza (KN)		Lect. Dial	Fuerza (KN)	
0	0	0	0,0000	0	0	0,0000	0	0	0,0000
0,65	2	0,0413	0,0210	3	0,0619	0,0315	4	0,0826	0,0421
1,25	4	0,0826	0,0421	6	0,1239	0,0631	10	0,2066	0,1052
1,9	6	0,1239	0,0631	8	0,1652	0,0841	18	0,3719	0,1894
2,5	8	0,1652	0,0841	11	0,2272	0,1157	27	0,5578	0,2841
3,1	11	0,2272	0,1157	13	0,2685	0,1367	34	0,7024	0,3577
3,75	13	0,2685	0,1367	15	0,3099	0,1578	41	0,8471	0,4314
4,4	16	0,3305	0,1683	17	0,3512	0,1789	48	0,9917	0,5051
5	18	0,3719	0,1894	19	0,3925	0,1999	53	1,0950	0,5577
7,5	24	0,4958	0,2525	25	0,5165	0,2631	71	1,4669	0,7471
10	29	0,5991	0,3051	30	0,6198	0,3157	87	1,7975	0,9155
12,5	32	0,6611	0,3367	35	0,7231	0,3683	100	2,0661	1,0523

Tabla 7.37: Determinación de las tensiones de penetración y penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR de la mezcla suelo-cal 1%.

Fuente: Elaboración propia.

Penetración (mm)	Sobrecarga 5068 (g)		$\sigma$ (MPa)	Sobrecarga 5081 (g)		$\sigma$ (MPa)	Sobrecarga 5088 (g)		$\sigma$ (MPa)
	Lect. Dial	Fuerza (KN)		Lect. Dial	Fuerza (KN)		Lect. Dial	Fuerza (KN)	
0	0	0	0,0000	0	0	0,0000	0	0	0,0000
0,65	5	0,1033	0,0526	9	0,1859	0,0947	25	0,5165	0,2631
1,25	8	0,1652	0,0841	19	0,3925	0,1999	53	1,095	0,5577
1,9	11	0,2272	0,1157	31	0,6404	0,3262	69	1,4256	0,7261
2,5	13	0,2685	0,1367	42	0,8677	0,4419	80	1,6528	0,8418
3,1	15	0,3099	0,1578	51	1,0537	0,5366	88	1,8181	0,9260
3,75	18	0,3719	0,1894	56	1,157	0,5893	93	1,9214	0,9786
4,4	20	0,4132	0,2104	65	1,3429	0,6839	100	2,0661	1,0523
5	22	0,4545	0,2315	70	1,4462	0,7365	105	2,1694	1,1049
7,5	28	0,5785	0,2946	85	1,7561	0,8944	124	2,5619	1,3048
10	34	0,7024	0,3577	101	2,0867	1,0627	152	3,1404	1,5994
12,5	40	0,8264	0,4209	117	2,4173	1,2311	176	3,6363	1,8520

Tabla 7.38: Determinación de las tensiones de penetración y penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR de la mezcla suelo-cal 6%.

Fuente: Elaboración propia.

Penetración (mm)	Sobrecarga 5080 (g)		$\sigma$ (MPa)	Sobrecarga 5072 (g)		$\sigma$ (MPa)	Sobrecarga 5082 (g)		$\sigma$ (MPa)
	Lect. Dial	Fuerza (KN)		Lect. Dial	Fuerza (KN)		Lect. Dial	Fuerza (KN)	
0	0	0	0,0000	0	0	0,0000	0	0	0,0000
0,65	40	0,8264	0,4209	20	0,4132	0,2104	56	1,157	0,5893
1,25	57	1,1776	0,5997	66	1,3636	0,6945	91	1,8801	0,9575
1,9	71	1,4669	0,7471	113	2,3347	1,1891	136	2,8099	1,4311
2,5	80	1,6528	0,8418	145	2,9958	1,5257	155	3,2024	1,6310
3,1	87	1,7975	0,9155	164	3,3884	1,7257	169	3,4917	1,7783
3,75	92	1,9008	0,9681	185	3,8823	1,9772	182	3,7603	1,9151
4,4	92	1,9008	0,9681	201	4,1528	2,1150	205	4,2355	2,1571
5	86	1,7768	0,9049	212	4,3801	2,2308	219	4,5247	2,3044
7,5	71	1,4669	0,7471	234	4,8447	2,4674	236	4,876	2,4833
10	75	1,5495	0,7892	251	5,1965	2,6466	263	5,4585	2,7800
12,5	80	1,6528	0,8418	269	5,5895	2,8467	287	5,9825	3,0469

Finalmente, es posible graficar la tensión de penetración (MPa) versus la penetración del pistón (mm), esto se realizó a través de todos los cálculos ya mostrados del ensayo CBR, a continuación se muestran las siguientes figuras:

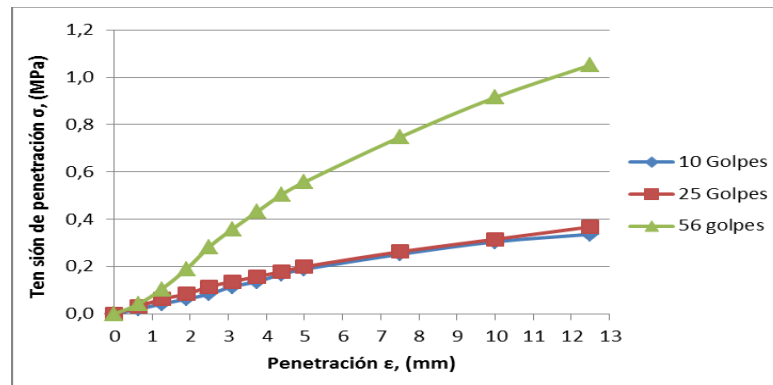


Figura 7.4: Gráfico de tensiones de penetración versus la penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR del suelo.

Fuente: Elaboración propia.

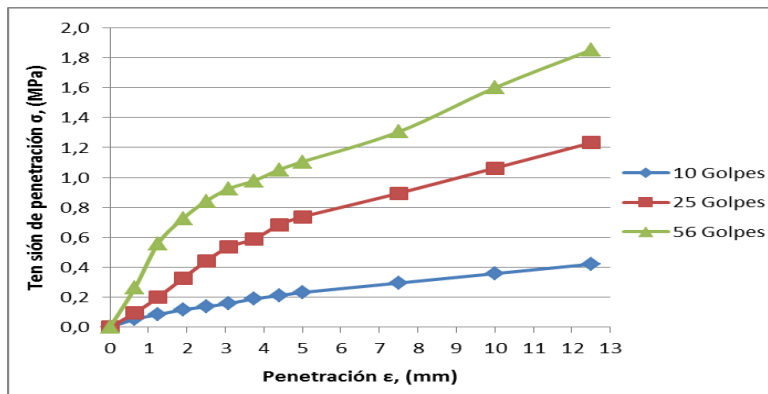


Figura 7.5: Gráfico de tensiones de penetración versus la penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR de la mezcla suelo-cal 1%.  
Fuente: Elaboración propia.

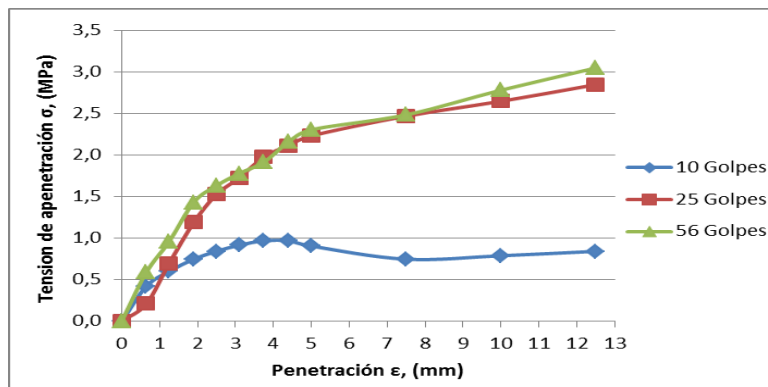


Figura 7.6: Gráfico de tensiones de penetración versus la penetración del pistón a 10, 25 y 56 golpes para el CBR de la mezcla suelo-cal 6%.  
Fuente: Elaboración propia.

De las figuras mostradas, es posible obtener los siguientes datos:

Tabla 7.39: Determinación de CBR para el suelo.

Fuente: Elaboración propia.

Probeta N°	Penetración		Presión (Figura 7.4) (Mpa)	Carga Patrón (Mpa)	% CBR (Figura 4.6) Presión/ Carga patrón
	(pulg.)	(mm)			
10 Golpes	0,1"	2,54	0,084	6,9	1,22
	0,2"	5,08	0,189	10,3	1,84
25 Golpes	0,1"	2,54	0,116	6,9	1,68
	0,2"	5,08	0,200	10,3	1,94
56 Golpes	0,1"	2,54	0,284	6,9	4,12
	0,2"	5,08	0,558	10,3	5,41

Tabla 7.40: Determinación de CBR para la mezcla suelo-cal 1 %.

Fuente: Elaboración propia.

Probeta N°	Penetración		Presión (Figura 7.5) (Mpa)	Carga Patrón (Mpa)	% CBR (Figura 4.7) Presión/ Carga patrón
	(pulg.)	(mm)			
10 Golpes	0,1"	2,54	0,137	6,9	1,98
	0,2"	5,08	0,231	10,3	2,25
25 Golpes	0,1"	2,54	0,442	6,9	6,40
	0,2"	5,08	0,737	10,3	7,15
56 Golpes	0,1"	2,54	0,842	6,9	12,20
	0,2"	5,08	1,105	10,3	10,73

Tabla 7.41: Determinación de CBR para la mezcla suelo-cal 6 %.

Fuente: Elaboración propia.

Probeta N°	Penetración		Presión (Figura 7.6) (Mpa)	Carga Patrón (Mpa)	% CBR (Figura 4.8) Presión/ Carga patrón
	(pulg.)	(mm)			
10 Golpes	0,1"	2,54	0,842	6,9	12,20
	0,2"	5,08	0,905	10,3	8,79
25 Golpes	0,1"	2,54	1,526	6,9	22,11
	0,2"	5,08	2,231	10,3	21,66
56 Golpes	0,1"	2,54	1,631	6,9	23,64
	0,2"	5,08	2,304	10,3	22,37

## 7.7 Datos y cálculos para el ensayo de CNC del suelo y mezclas suelo-cal

La norma que se utilizó para este ensayo es la ASTM D 2166/D 2166M, a continuación se muestra los datos y cálculos del estudio:

Las lecturas del anillo (rayas) se transformaron a fuerzas (kN) mediante las tablas de conversión Controls (2004)

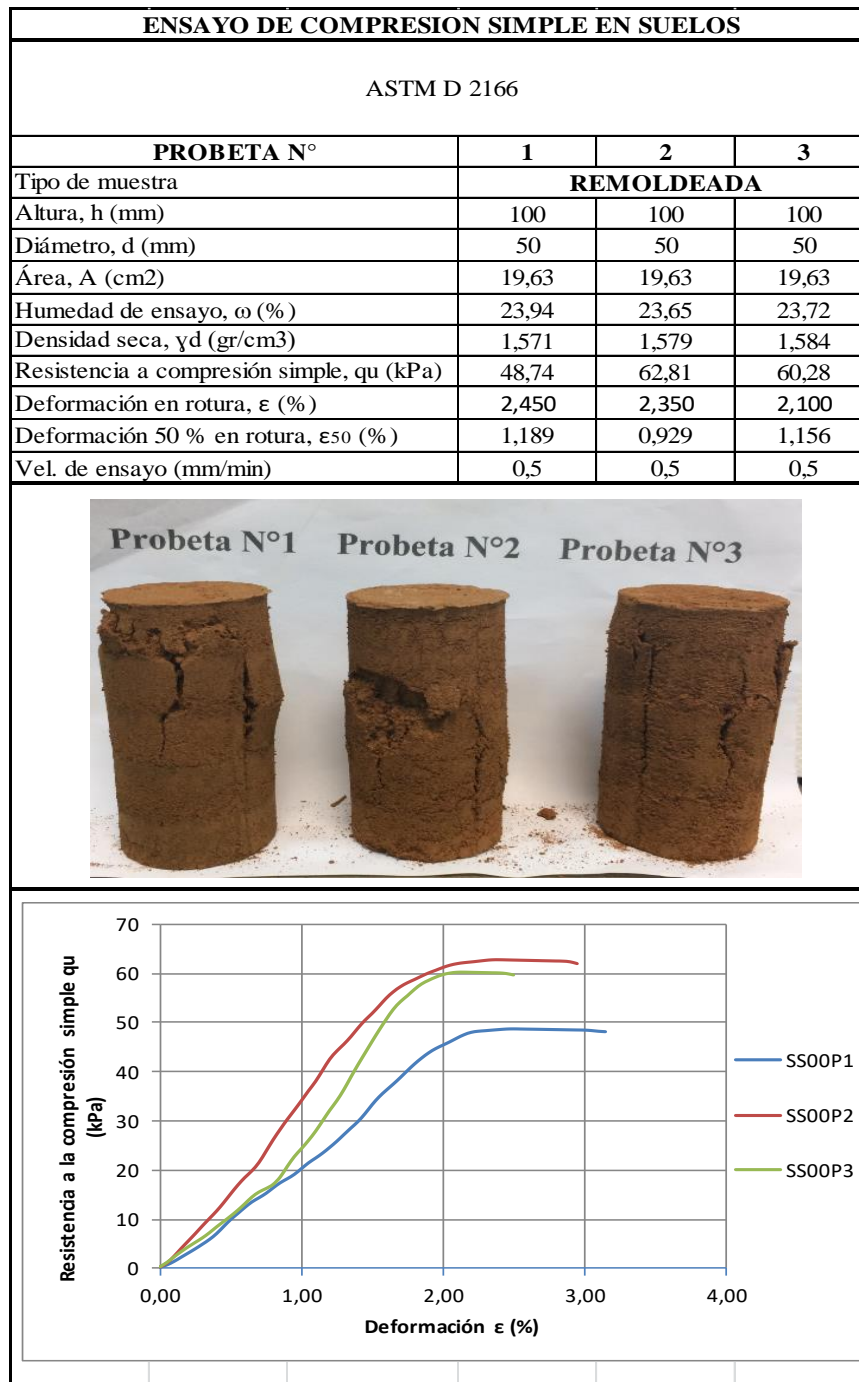


Figura 7.7: Resumen de las probetas de suelo ensayadas a 0 días.  
Fuente: Elaboración propia.

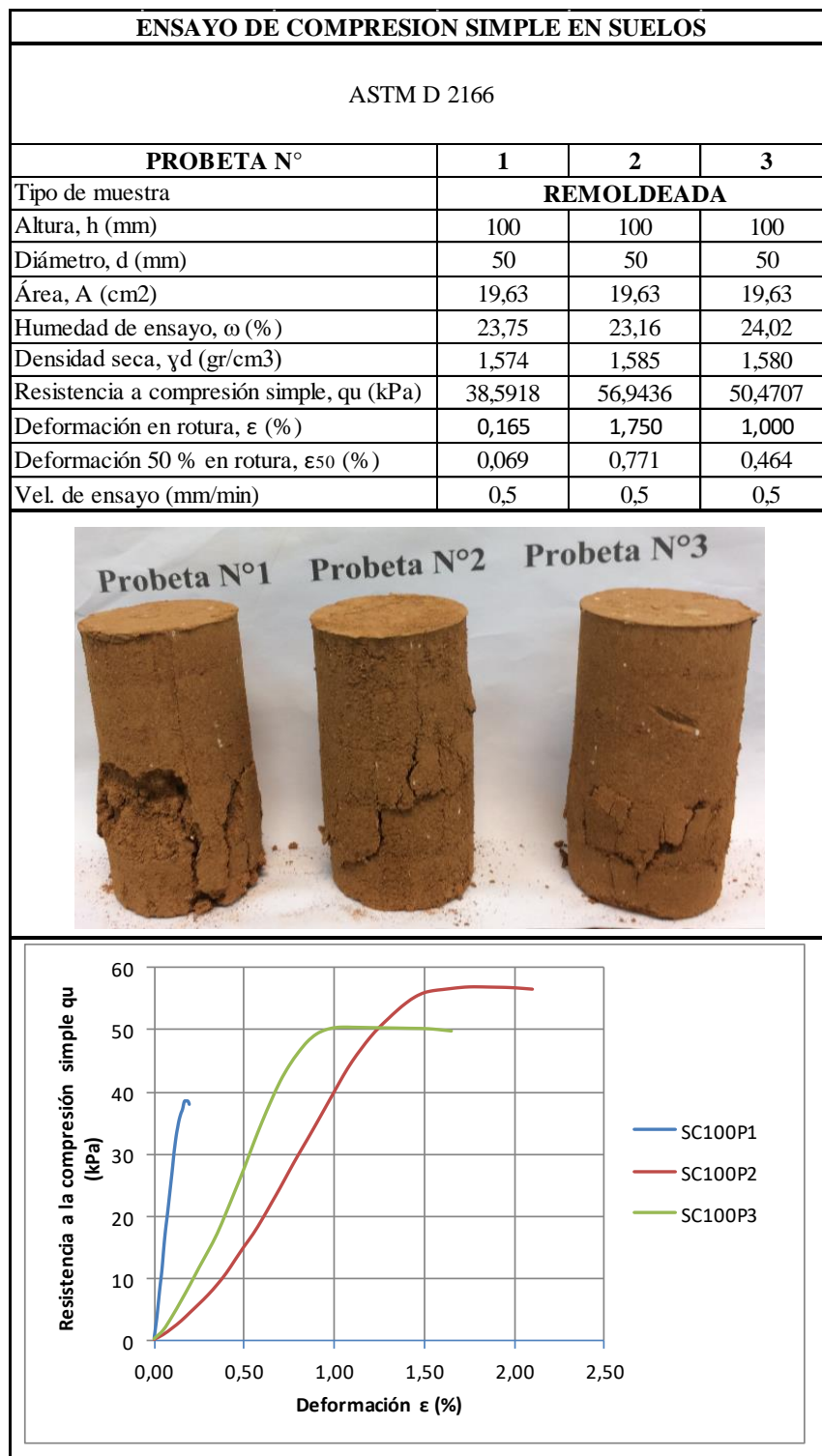


Figura 7.8: Resumen de las probetas suelo-cal 1% ensayadas a 0 días.  
Fuente: Elaboración propia.

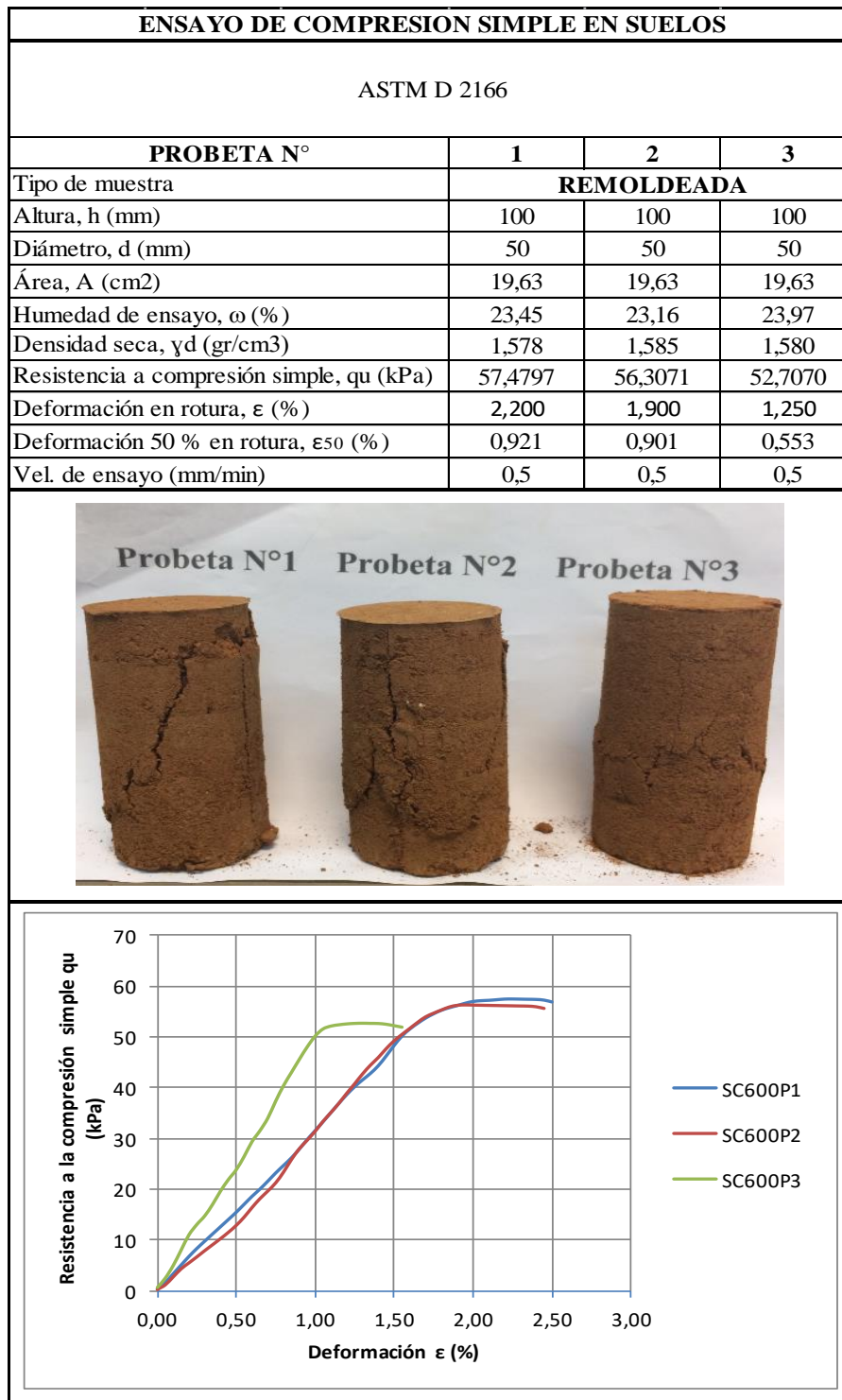


Figura 7.9: Resumen de las probetas suelo-cal 6 % ensayadas a 0 días.  
Fuente: Elaboración propia.

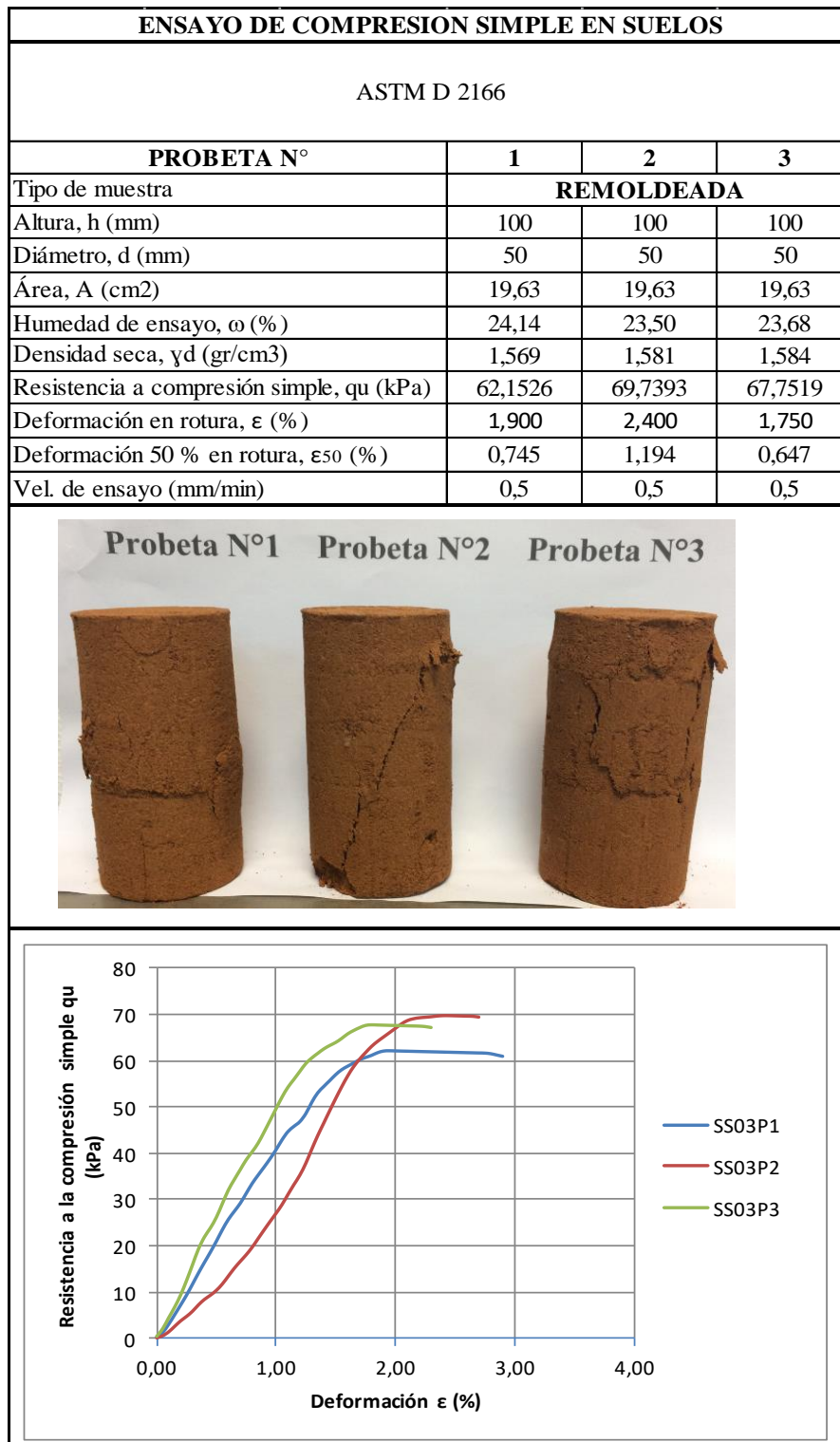


Figura 7.10: Resumen de las probetas de suelo ensayadas a 3 días.  
Fuente: Elaboración propia.

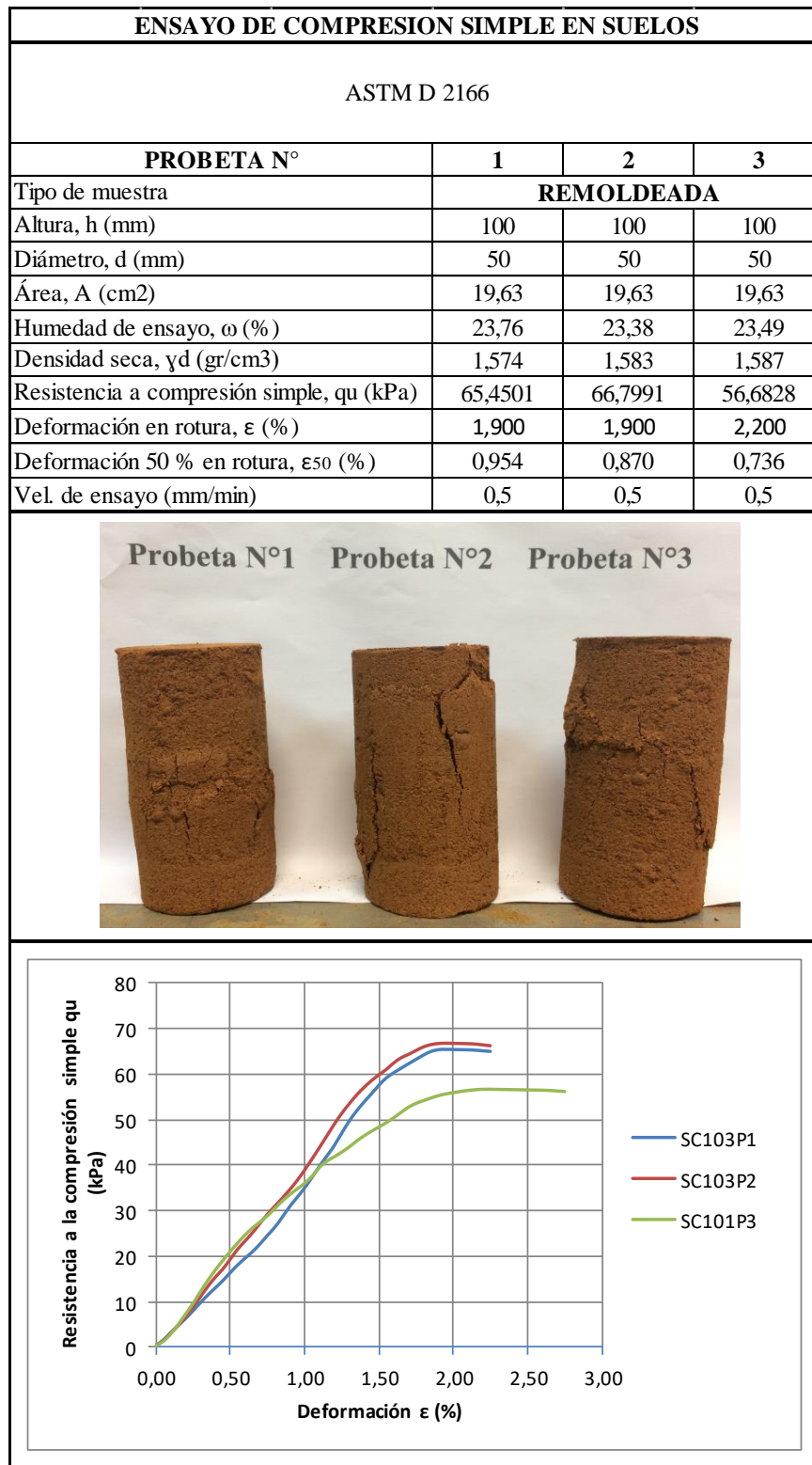


Figura 7.11: Resumen de las probetas suelo-cal 1 % ensayadas a 3 días.  
Fuente: Elaboración propia.

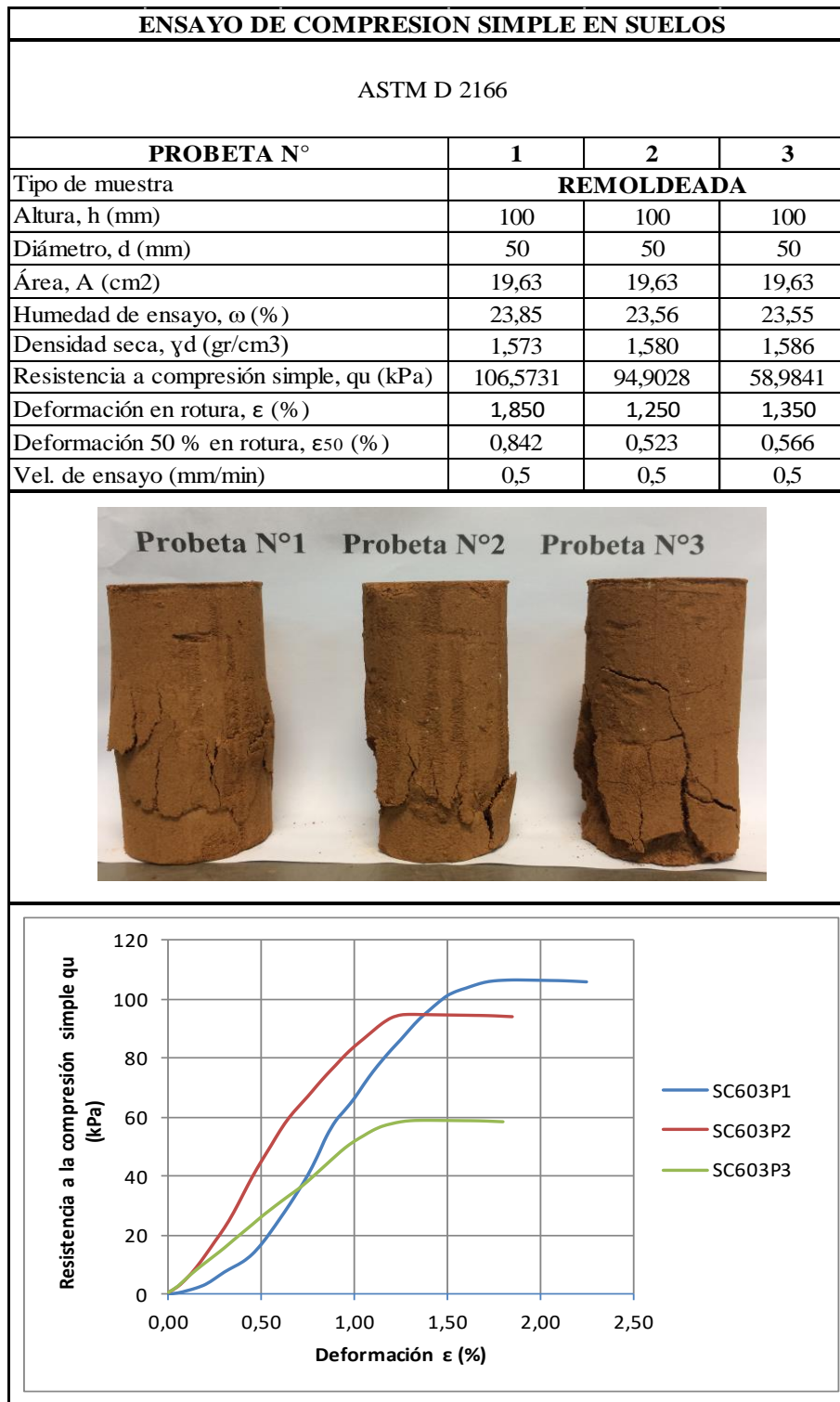


Figura 7.12: Resumen de las probetas suelo-cal 6 % ensayadas a 3 días.  
Fuente: Elaboración propia.

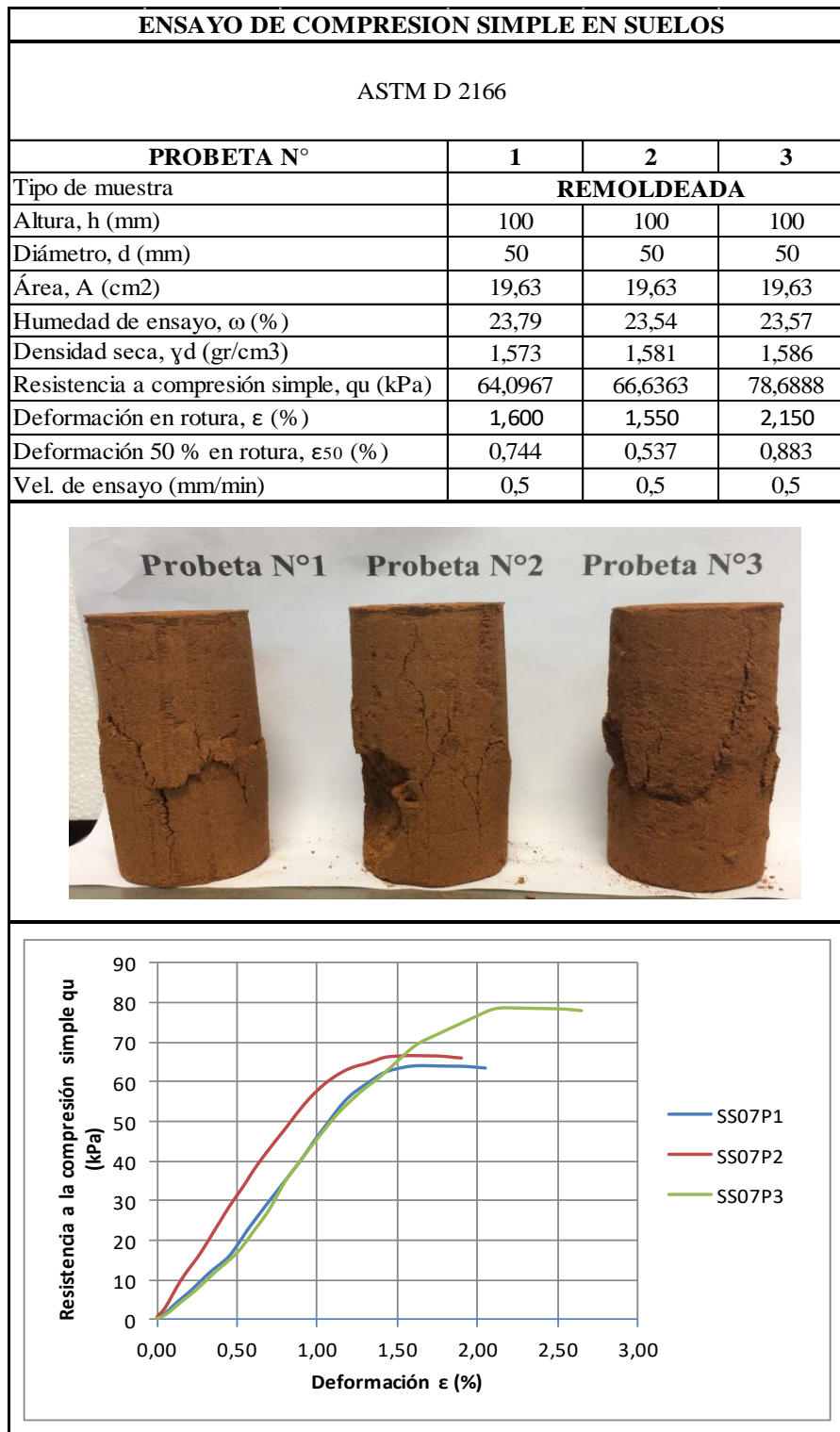


Figura 7.13: Resumen de las probetas de suelo ensayadas a 7 días.  
Fuente: Elaboración propia.

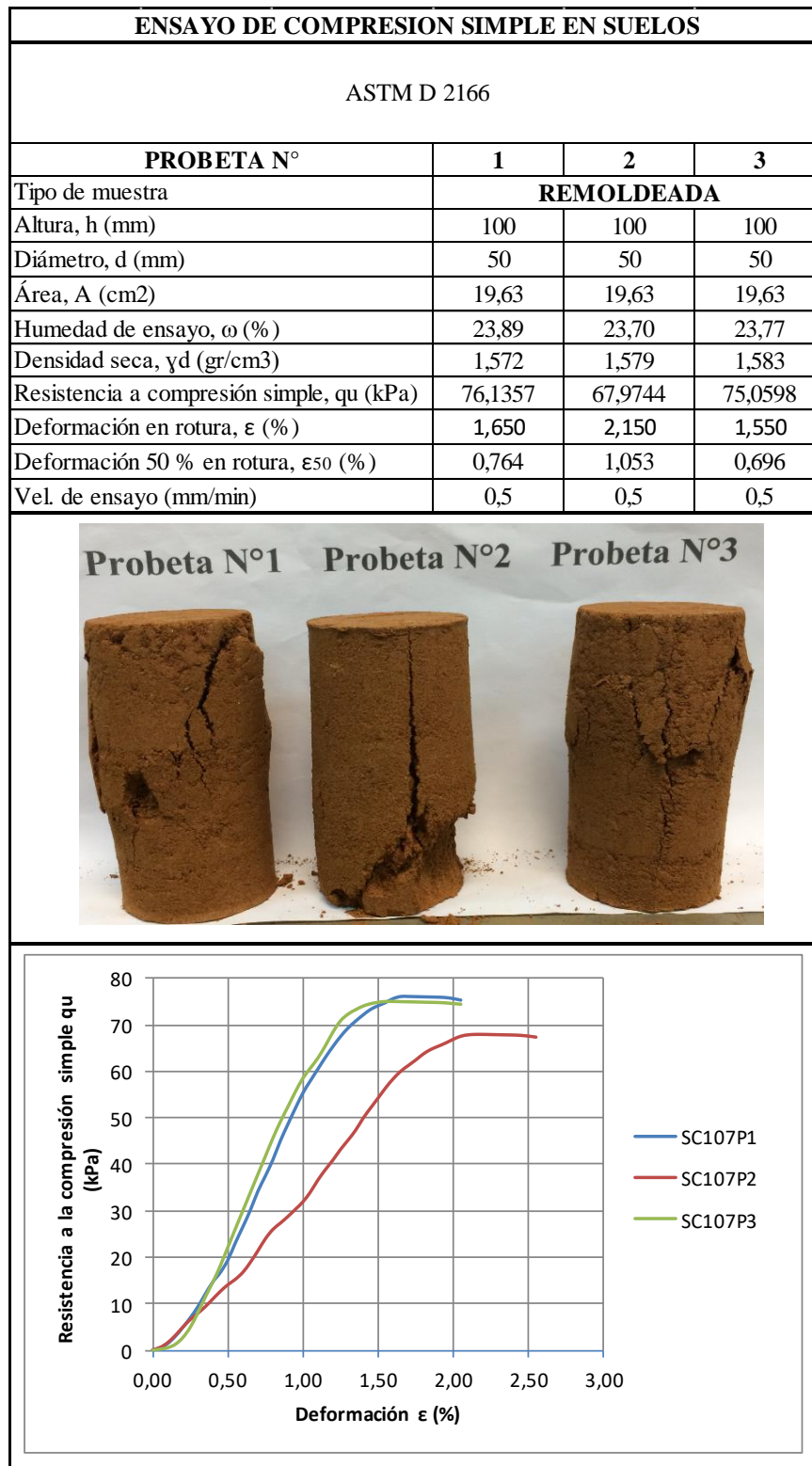


Figura 7.14: Resumen de las probetas suelo-cal 1 % ensayadas a 7 días.  
Fuente: Elaboración propia.

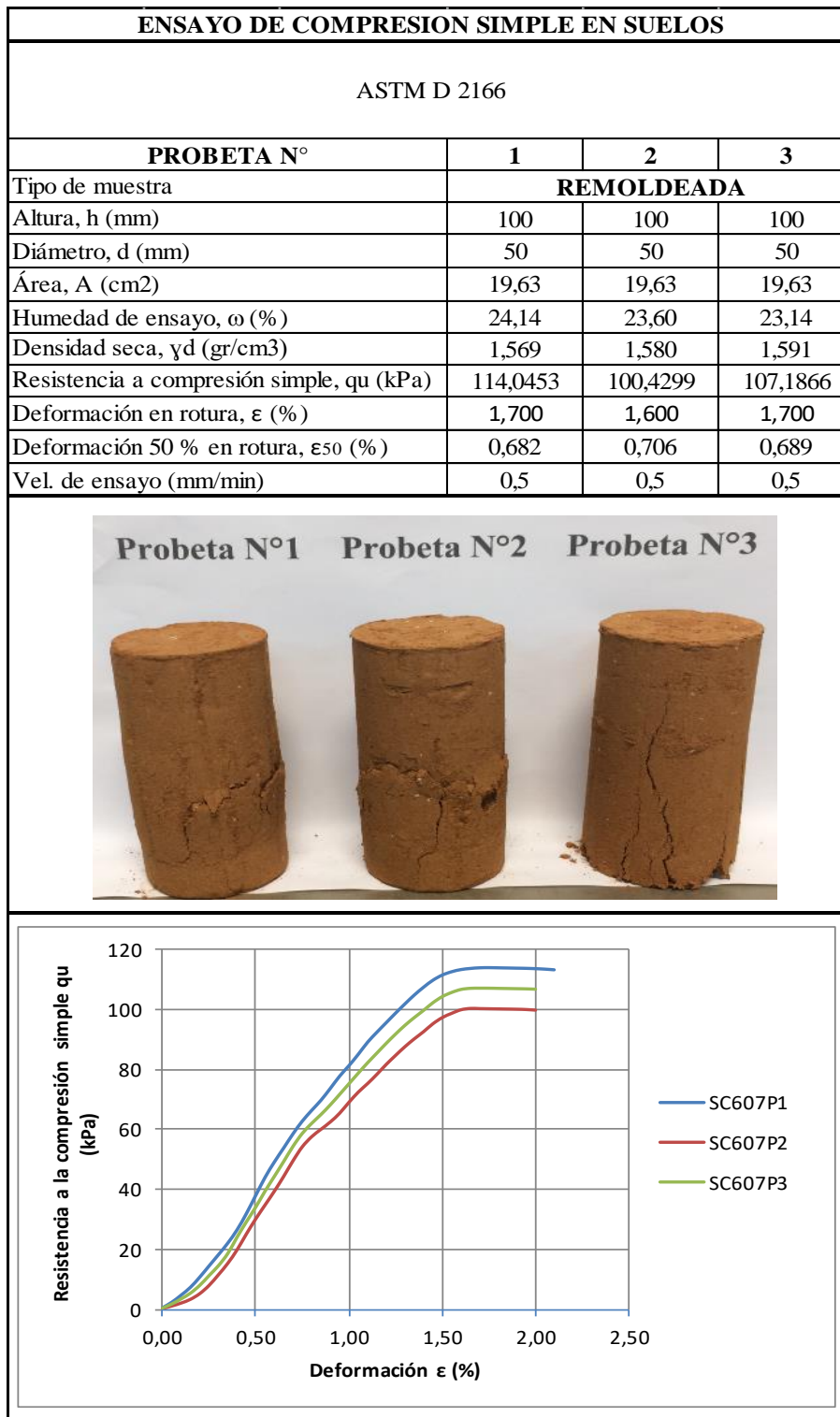


Figura 7.15: Resumen de las probetas suelo-cal 6 % ensayadas a 7 días.  
Fuente: Elaboración propia.

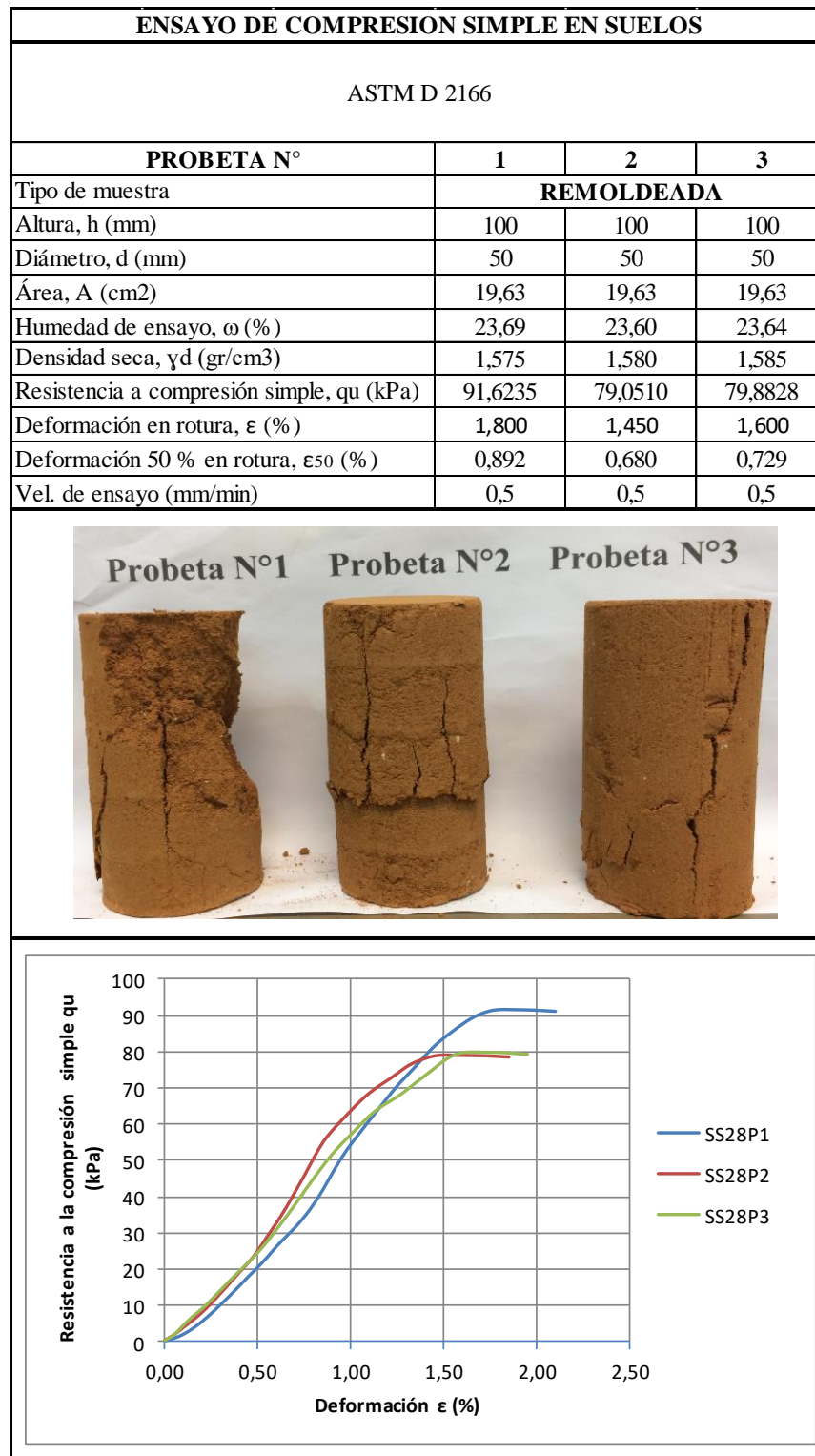


Figura 7.16: Resumen de las probetas de suelo ensayadas a 28 días.  
Fuente: Elaboración propia.

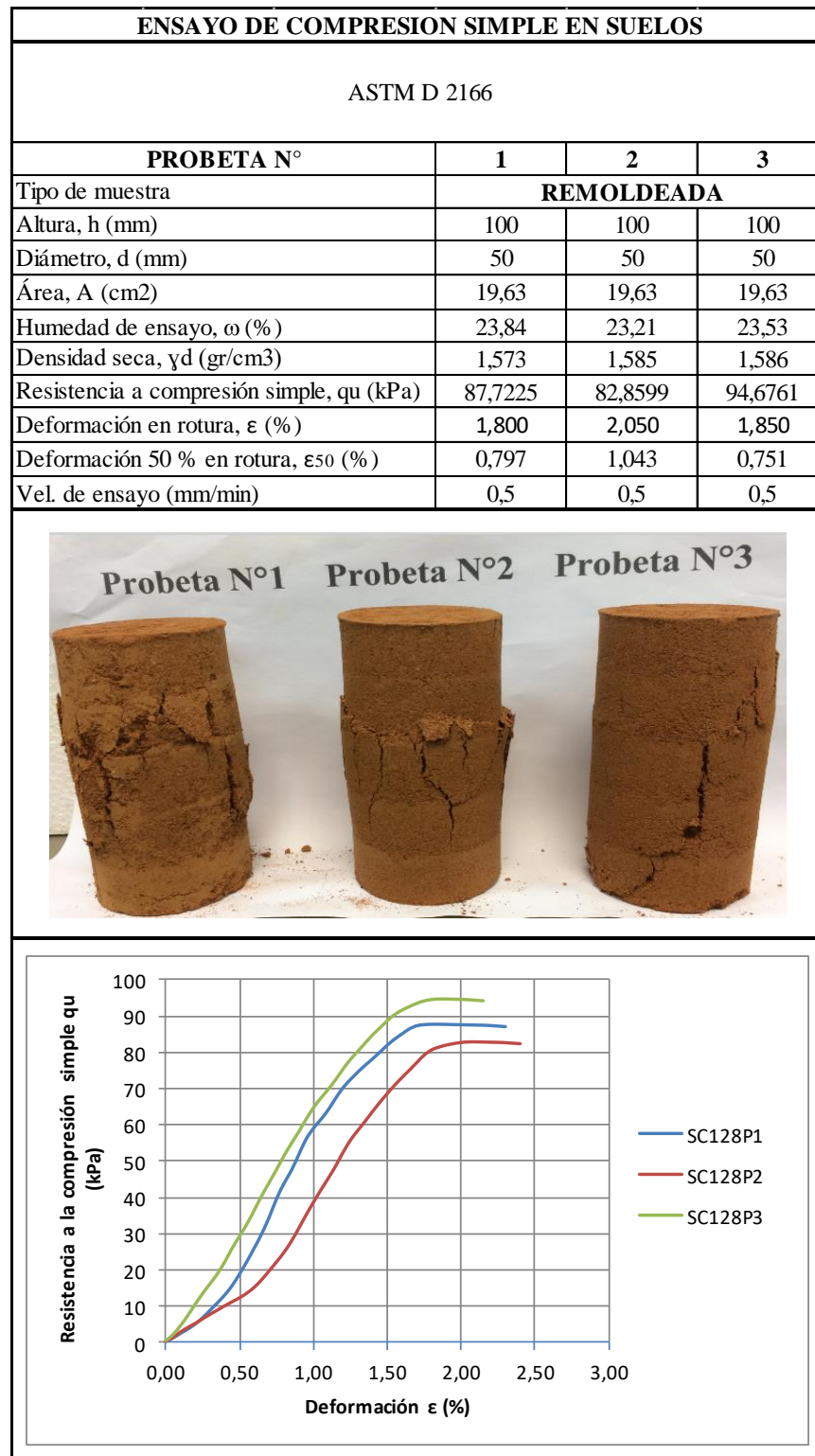


Figura 7.17: Resumen de las probetas suelo-cal 1 % ensayadas a 28 días.  
Fuente: Elaboración propia.

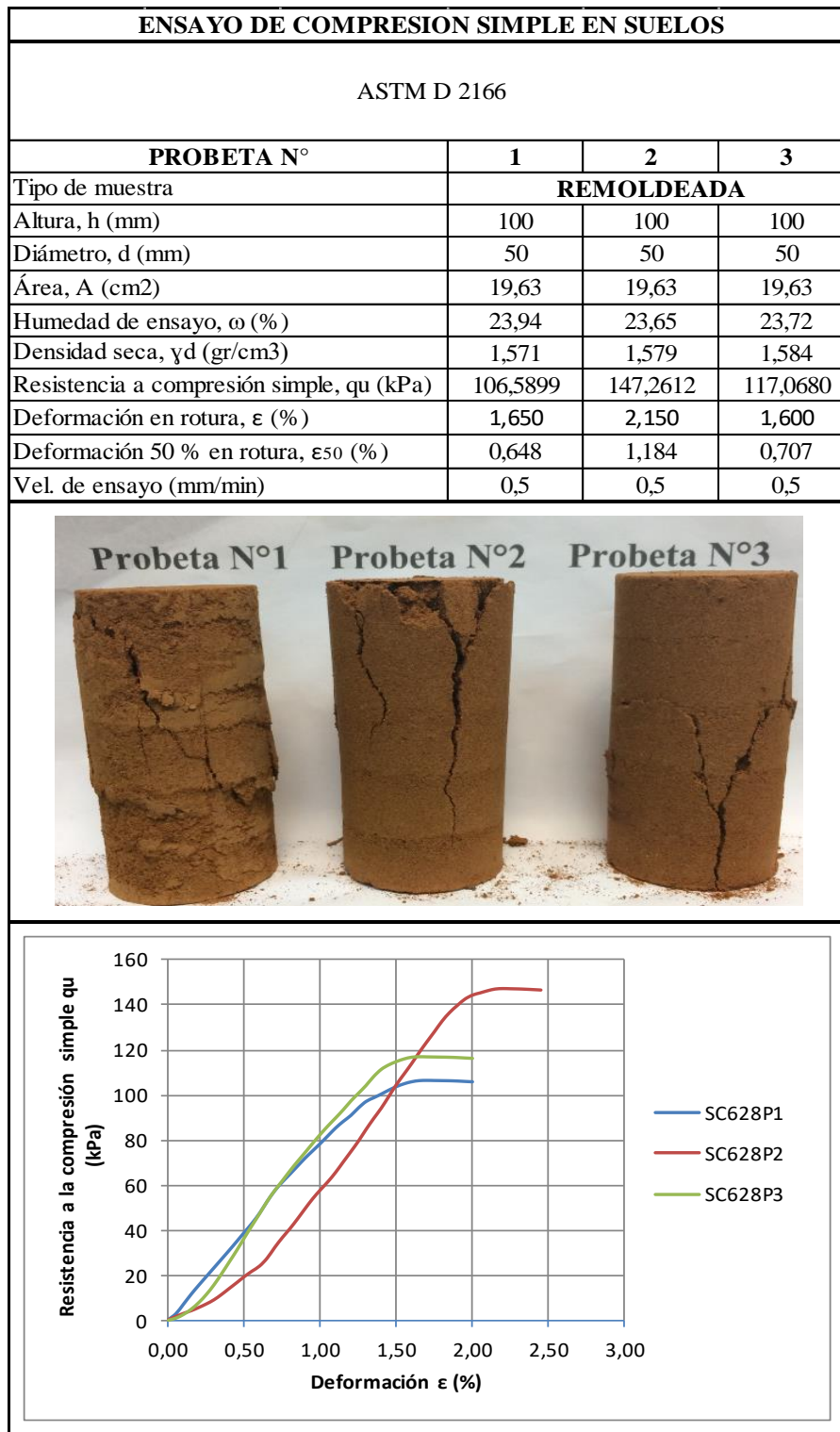


Figura 7.18: Resumen de las probetas suelo-cal 6 % ensayadas a 28 días.  
Fuente: Elaboración propia.

## 7.8 Datos y cálculos para el ensayo de hinchamiento libre del suelo y mezclas suelo-cal

Este ensayo se realiza según la norma ASTM D 4546, y se obtuvieron los siguientes datos y cálculos:

Tabla 7.42: Resumen de los resultados del ensayo de expansión para el suelo.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Altura h (cm)	volumen V (cm3)	Masa húmeda (g)	Masa Anillo (g)	Masa (húmeda+ Anillo) (g)	Cápsula (g)	Masa (saturada+ Anillo) (g)	Masa (seca+ Anillo) (g)	Humedad de ensayo $\omega$ (%)	Densidad seca de ensayo $\gamma_d$ (g/cm3)
1	2	39,27	80,63	60,41	138,85	165,2	139,7	124,1	23,16	1,62
2	1,9	37,31	76,60	61,08	137,05	165,2	137,4	121,38	25,99	1,62
3	2	39,27	80,63	60,41	139,77		143,77	127,9	17,59	1,72
Diámetro (cm)	5		Densidad $\gamma_d$ (g/cm3)	1,74		Humedad $\omega$ (%)	18	Cal (%)	0	

Tabla 7.43: Resumen de los resultados del ensayo de expansión para el suelo-cal 1 %.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Altura h (cm)	volumen V (cm3)	Masa húmeda + cal (g)	Masa Anillo (g)	Masa (húmeda+ Anillo) (g)	Cápsula (g)	Masa (saturada+ Anillo) (g)	Masa (seca+ Anillo) (g)	Humedad de ensayo $\omega$ (%)	Densidad seca de ensayo $\gamma_d$ (g/cm3)
1	1,9	37,31	76,80	61,01	137,95	165	138,7	123,1	23,92	1,66
2	2	39,27	80,84	60,41	139,86	165,5	141,2	124,29	24,37	1,63
3	2	39,27	80,84	60,41	140,27	173,71	142,77	127,52	19,00	1,71
4	2	39,27	80,84	60,41	140,26	170,02	142,81	127,48	19,05	1,71
Diámetro (cm)	5		Densidad $\gamma_d$ (g/cm3)	1,73		Humedad $\omega$ (%)	19	Cal (%)	1	

Tabla 7.44: Resumen de los resultados del ensayo de expansión para el suelo-cal 6 %.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Altura h (cm)	volumen V (cm3)	Masa húmeda + cal (g)	Masa Anillo (g)	Masa (húmeda+ Anillo) (g)	Cápsula (g)	Masa (saturada+ Anillo) (g)	Masa (seca+ Anillo) (g)	Humedad de ensayo $\omega$ (%)	Densidad seca de ensayo $\gamma_d$ (g/cm3)
1	1,9	37,31	75,66	61,01	133,17	164,74	134,46	118,55	25,41	1,54
2	1,9	37,31	75,66	61,01	133,75	164,73	133,97	119,23	24,94	1,56
3	2	39,27	79,64	60,41	138,99	164,86	141,08	125,94	19,91	1,67
Diámetro (cm)	5		Densidad $\gamma_d$ (g/cm3)	1,69		Humedad $\omega$ (%)	20	Cal (%)	6	

Tabla 7.45: Determinación de la expansión del suelo.

Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Lec. Carga	Lec. Inicial	Lec. Final (mm)	Hinchamiento libre (%)
1	0,014	0	0,130	0,650
2	0,012	0	0,165	0,869
3	0,016	0	0,318	1,591

Tabla 7.46: Determinación de la expansión de la mezcla suelo-cal 1 %.  
Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Lec. Carga	Lec. Inicial	Lec. Final (mm)	Hinchamiento libre (%)
1	0,0102	0	0,091	0,482
2	0,0290	0	0,166	0,831
3	0,0130	0	0,33	1,651
4	0,0020	0	0,286	1,430

Tabla 7.47: Determinación de la expansión de la mezcla suelo-cal 6 %.  
Fuente: Elaboración propia.

Ensayo	Lec. Carga	Lec. Inicial	Lec. Final (mm)	Hinchamiento libre (%)
1	0,0178	0	0,072	0,379
2	0,0102	0	0,165	0,869
3	0,014	0	0,042	0,210

*“Nunca consideres el estudio como una obligación, sino como la oportunidad para penetrar en el bello y maravilloso mundo del saber”*

**Albert Einstein**