



UNIVERSIDAD DE TALCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL DE MINAS

**DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE
SUPERFICIAL DE RELAVES CONVENCIONALES MEDIANTE
EL DESARROLLO E IMPLEMENTACIÓN DE UNA VELETA
DE CORTE MANUAL**

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

MIGUEL ANGEL SEPÚLVEDA SALAS

PROFESOR GUÍA
M.-Sc. Mauricio Andrés Jara Ortiz

MIEMBROS DE LA COMISIÓN
M.-Sc. Carlos Alejandro Moraga Cruz
M.-Sc. Francisco Javier Rivas Saldaña

CURICÓ - CHILE
2020

CONSTANCIA

La Dirección del Sistema de Bibliotecas a través de su encargado Biblioteca Campus Curicó certifica que el autor del siguiente trabajo de titulación ha firmado su autorización para la reproducción en forma total o parcial e ilimitada del mismo.



UNIVERSIDAD DE TALCA
DIRECCIÓN
SISTEMA DE BIBLIOTECAS

UNIVERSIDAD DE TALCA
SISTEMA DE BIBLIOTECAS
CAMPUS CURICO

Curicó, 2022

Resumen

Los relaves son residuos mineros que resultan del proceso de flotación de mineral y están compuestos por material molido y agua con reactivos. Habitualmente son vertidos y almacenados en depósitos específicos, los que deben satisfacer exigencias legales nacionales, de modo que se aíslen completamente del ecosistema circundante y además sean, como estructura, lo suficientemente competentes para hacer frente a diferentes solicitaciones, incluida la sísmica. Debido lo anterior, uno de los principales desafíos que expone el desarrollo de este tipo de obras mineras, es la caracterización de los materiales que componen el depósito; sobre todo cuando se desea incorporar en el diseño del depósito la respuesta y resistencia que podrían generar los relaves en condiciones de bajo drenaje. Las exigencias legales actuales indican que se debe asumir una resistencia nula de los relaves, considerando una licuefacción total del material de la cubeta; aunque en la actualidad variados estudios geotécnicos han demostrado que los relaves desarrollan resistencia al corte en condiciones de bajo drenaje y que esta varía (entre otros factores) de acuerdo al tipo de relave, depositación y nivel de tensión de confinamiento circundante. En este contexto, el siguiente trabajo desarrolla e implementa una veleta de corte manual clásica, sumada a una metodología que permita medir la resistencia al corte superficial de los relaves convencionales del depósito de Mina Chépica; aportando información valiosa sobre la respuesta de residuos generados en la mediana minería. La metodología utilizada considera mediciones de tensión cortante sobre diferentes tipos de suelos, específicamente arena y limos provenientes del relave, además una medición de la variabilidad de la densidad y del grado de saturación.

Los resultados de investigación muestran que los materiales ensayados poseen un rango de resistencia al corte no drenado máximo $S_{u,max}$ de 103 a 108 kN/m² y un rango de 28 a 40 kN/m², correspondiente a la resistencia al corte no drenado residual corregido $S_{u,residual}$, mostrando para ambas condiciones (*peak* y *residual*) una dependencia sobre todo del grado de saturación, ya que para los grados de saturación por debajo del 70%, la respuesta es creciente y controlada por la densidad relativa del material, pero para grados de saturación por sobre el 70% la respuesta es fluctuante, no muestra una tendencia clara aunque tiende a estabilizarse siendo en promedio constante.

Finalmente y a partir de los resultados obtenidos, para diseños geotécnicos que involucren relaves convencionales, se recomienda considerar los valores registrados de resistencia al corte no drenado superficial residual corregido, correspondientes a un rango de 28,2 – 40,42 kN/m² , ya que estos corresponden a la resistencia mínima conseguida y en cierta manera, a la respuesta más conservadora.

ABSTRACT

Tailings are mining residues that result from the mineral flotation process and are composed of ground material and water with reagents. They are usually dumped and stored in specific tanks, which must satisfy national legal requirements, so that they are completely isolated from the surrounding ecosystem and are also, as a structure, competent enough to cope with different demands, including seismic. Due to the above, one of the main challenges exposed by the development of this type of mining works is the characterization of the materials that make up the deposit; especially when it is desired to incorporate, in the design of the deposit, the response and resistance that the tailings could generate in conditions of low drainage. Current legal requirements indicate that a zero resistance of the tailings should be assumed, considering a total liquefaction of the bucket material, although at present various geotechnical studies have shown that the tailings develop resistance to cutting in low drainage conditions varies (among other factors), according to the type of tailings and the accumulation and stress level of the surrounding confinement. In this context, the following work develops and implements a classic manual cut-off vane, added to a methodology that allows measuring the resistance to superficial cut of the conventional tailings in the deposit of the Chépica mine, providing valuable information on the response of waste generated in medium-sized mining. The methodology used considered measurements of shear stress of tailings on different types of soils, specifically sand and silt, in addition to a measurement of the variability of density and the degree of saturation.

The research results reveal that the tested materials have a maximum undrained shear strength range (S_u, \max (Corrected)) of 103 to 108 kN/m^2 and a range of 28 to 40 kN/m^2 , corresponding to the resistance to undrained cut residual corrected ($S_u, \text{residual}$ (Corrected)), showing for both conditions (peak and residual) a dependence, above all, on the degree of saturation, since for saturation levels below 70%, the response is increasing and controlled by the relative density of the material, but for saturation ranges above 70%, the response is fluctuating, it does not indicate a clear trend, although run it tends to stabilize, being constant on average. Finally, and from the results obtained, for geotechnical designs involving conventional tailings, it is recommended to consider the recorded values of undrained residual corrected surface shear strength, corresponding to a range of 28.2 - 40.42 kN/m^2 , since these

correspond to the minimum resistance achieved and in a certain way, to the most conservative response.

Agradecimientos

A mi tutor el ingeniero Mauricio Jara Ortiz por haberme dado la oportunidad de realizar este trabajo, por haber aceptado llevar esta responsabilidad, por aportarme todos sus conocimientos.

A los académicos Francisco Rivas y Cristina Cereceda de la Universidad de Talca por brindarme sus conocimientos, por haber participado activamente en la investigación, por su inagotable paciencia y apoyo.

A mi hermosa familia, por ser mi apoyo incasable, por estar siempre a mi lado cuando la necesite y brindarme todo su amor y cariño. Por confiar en todo momento en mí, brindarme alegría cuando superaba una etapa y entenderme, gracias por sus enseñanzas, ser mis guías en todo el proceso y en mi vida. Los amo.

A mi novia Valentina, por existir en mis pensamientos, ayudarme y apoyarme en todo momento y brindarme su cariño y amor. A su familia en general por permitirme iniciar, desarrollar y culminar la memoria en su hogar durante todo el año.

A mis compañeros y futuros colegas, por siempre darme el apoyo necesario para continuar.

Se agradece a la facultad de Ingeniería de la Universidad de Talca, especialmente a la escuela de Ingeniería Civil de Minas por todo lo brindado en estos años de formación.

A Dios, que es el pilar de mi fe.

ÍNDICE GENERAL

1. Capítulo I: Introducción	15
1.1 Definición del problema y propuesta.....	15
1.2 Delimitaciones	16
1.2.1 Espacio	16
1.2.2 Tiempo.....	17
1.3 Objetivos.....	17
1.3.1 Objetivo General.....	17
1.3.2 Objetivo Específicos.....	18
1.4 Alcances del proyecto.....	18
2. Capítulo II: Marco teórico	19
2.1 Depósito de relaves.....	19
2.1.1 Manejo y clasificación.....	19
2.1.2 Embalse de relave	21
2.1.3 Descarga de relaves	21
2.2 Caracterización geotécnica de suelos	22
2.2.1 Introducción.....	23
2.2.2 Relación de vacíos (e).....	24
2.2.3 Densidad relativa (D_r).....	24
2.2.4 Grado de saturación (S_R)	25
2.2.5 Contenido de humedad (ω).....	26
2.2.6 Peso específico de los sólidos (G_s).....	26
2.3 Método de ensayo estándar para límite líquido, plástico e índice de plasticidad de suelos	27
2.4 Resistencia al corte del suelo.....	29

2.4.1 Resistencia al corte drenado	29
2.4.2 Resistencia al corte no drenado (S_u)	30
2.5 Ensayo de veleta de corte manual (VST)	32
2.5.1 Veleta de corte manual	34
3. Capítulo III: Metodología.....	38
3.1 Introducción.....	38
3.2 Metodología.....	38
3.2.1 Recopilación de información.....	39
3.2.2 Ubicación e identificación del terreno.....	39
3.2.3 Extracción de muestras de laboratorio	39
3.2.4 Resultados y análisis obtenidos	40
3.3 Ensayos y normativas	40
4. Capítulo IV: Análisis de resultados	41
4.1 Caracterización geotécnica	41
4.1.1 Clasificación por granulometría	41
4.1.2 Sistema para registro de carga aplicada.....	43
4.1.3 Muestreo	44
4.1.4 Densidades mínimas y máxima	45
4.2 Resistencia al corte en arena.....	49
4.2.1 Resistencia al corte en arena no perturbada ($S_{u, Max}$).....	49
4.2.2 Resistencia al corte en arena perturbada ($S_{u, Residual}$).....	56
4.3 Resistencia al corte en limos	64
4.3.1 Resistencia al corte en limos no perturbados ($S_{u, Max}$).....	65
4.3.2 Resistencia al corte en limos perturbados ($S_{u, Residual}$).....	67
4.4 Resistencia al corte en relaves convencionales	69

4.4.1 Resistencia al corte en material no perturbado ($S_{u, Max}$)	71
4.4.2 Resistencia al corte en material perturbado ($S_{u, Residual}$).....	73
4.5 Factor de corrección (<i>Bjerrum</i>)	74
4.6 Comparación global de arena, fino y relave	76
4.7 Ensayo sobre material estratificado	79
5. Conclusión	83
6. Bibliografía.....	85
7. Anexos	87
7.1 Relación peso-volumen, granulometría material arena	87
7.2 Relación peso-volumen, granulometría y plasticidad material fino proveniente de antiguo relave	88
7.3 Relación peso-volumen, granulometría y plasticidad material relave.....	91
7.4 Torque <i>peak</i> vs residual arena	95
7.5 Torque <i>peak</i> vs residual material fino	97
7.6 Torque <i>peak</i> vs residual material relave	97
7.7 Resistencia al corte no drenado en relave proveniente de embalse de relave Chépica	98

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1-1 Ubicación geográfica del embalse de relave mina Chépica (Google Earth Pro, 2020).....	16
Ilustración 1-2 Mapa mina Chépica con sus principales instalaciones (Google Earth Pro, 2020).....	17
Ilustración 2-1 Embalse Enami Vallenar (Sernageomin, 2017).....	20
Ilustración 2-2 Etapa de construcción de embalse de relaves (Propia, 2020)	21
Ilustración 2-3 Descarga de relaves en mina Chépica (Propia, 2020).....	22
Ilustración 2-4 Suelo con Fases y elementos en estado natural (Das, 2015).....	23
Ilustración 2-5 Estado tensional en la veleta (Chandler, 1988).....	31
Ilustración 2-6 Envoltente de falla de la resistencia (Propia, 2020)	31
Ilustración 2-7 Momento resistente de la fuerza cortante (Braja M. Das, 2015)	33
Ilustración 2-8 Geometría de la veleta de campo (ASTM, 1992)	35
Ilustración 4-1 Granulometría por tamizado sobre suelo de relave (Propia, 2020).....	42
Ilustración 4-2 Toma de temperatura para obtener el volumen del molde 1 (Propia, 2020) 43	
Ilustración 4-3 Calibración molde 1 método geométrico (Propia, 2020).....	44
Ilustración 4-4 Tamizado de arena fina en malla n°10 (Propia, 2020).....	44
Ilustración 4-5 Remanente no apto para las pruebas realizadas (Propia, 2020).....	45
Ilustración 4-6 Peso de la muestra húmeda del depósito de relaves (Propia, 2020).....	46
Ilustración 4-7 Determinación de densidad mínima (Propia, 2020).....	47
Ilustración 4-8 Determinación de densidad máxima seca (Propia, 2020)	48
Ilustración 4-9 Preparando arena sobre el recipiente e ingreso de veleta (Propia, 2020).....	50
Ilustración 4-10 Homogeneización del suelo arenoso (Propia, 2020).....	53
Ilustración 4-11 Ensayos de veleta con arena $S_R = 100\%$ (Propia, 2020).....	55
Ilustración 4-12 Secuencia de ruptura de material y obtención del torque máximo en limos (Propia, 2020).....	68
Ilustración 4-13 Gráfica densidad relativa vs $S_{u, \max}$ (Corregido)	81
Ilustración 4-14 Gráfica densidad relativa vs $S_{u, \text{residual}}$ (Corregido)	81
Ilustración 7-1 Tabla carta de plasticidad de ambas muestras de relave y fino (Propia, 2020)	94
	X

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Densidad de un suelo granular	25
Tabla 2-2 Dimensiones de veleta de corte manual	35
Tabla 4-1 Torque máximo - $S_R = 0\%$ $D_r = 0\%$	51
Tabla 4-2 Resistencia al corte no drenado máximo $S_R = 0\%$	52
Tabla 4-3 Resistencia al corte no perturbado $S_R = 40\%$	53
Tabla 4-4 Resistencia al corte no perturbado $S_R = 70\%$	54
Tabla 4-5 Resistencia al corte no perturbado $S_R = 100\%$	56
Tabla 4-6 Resistencia al corte perturbado $S_R = 0\%$	57
Tabla 4-7 Resistencia al corte perturbado $S_R = 40\%$	58
Tabla 4-8 Resistencia al corte perturbado $S_R = 70\%$	59
Tabla 4-9 Resistencia al corte perturbado $S_R = 100\%$	60
Tabla 4-10 Propiedades de plasticidad limo	65
Tabla 4-11 Resistencia al corte $S_{u, Max}$ en limos	66
Tabla 4-12 Resistencia al corte $S_{u, Residual}$ en limos	68
Tabla 4-13 Densidades del depósito de relave	70
Tabla 4-14 Propiedades de plasticidad del relave	71
Tabla 4-15 Obtención de humedad de relave en terreno	72
Tabla 4-16 Resistencia al corte $S_{u, Max}$ en relave	72
Tabla 4-17 Resistencia al corte $S_{u, Residual}$ en relave	73
Tabla 4-18 Factor de corrección (Bjerrum) para materiales	75
Tabla 4-19 Resistencia al corte no drenado para material fino	75
Tabla 4-20 Resistencia al corte no drenado para relave	76
Tabla 4-21 Grado de saturación Promedio	80
Tabla 4-22 Resistencia al corte en 50% de materiales fino y relave	80
Tabla 7-1 Análisis granulométrico material arena	87
Tabla 7-2 Densidad mínima arena	87
Tabla 7-3 Densidad máxima arena	88
Tabla 7-4 Densidad relativa arena	88

Tabla 7-5 Análisis granulométrico material fino proveniente de antiguo relave	89
Tabla 7-6 Densidad mínima material fino proveniente de antiguo relave	89
Tabla 7-7 Densidad máxima material fino proveniente de antiguo relave.....	90
Tabla 7-8 Densidad relativa material fino proveniente de antiguo relave.....	90
Tabla 7-9 Límites de plasticidad material fino proveniente de antiguo relave	91
Tabla 7-10 Análisis granulométrico relave	91
Tabla 7-11 Densidad mínima relave.....	92
Tabla 7-12 Densidad máxima relave	92
Tabla 7-13 Densidad relativa relave.....	93
Tabla 7-14 Límites de plasticidad material relave.....	93
Tabla 7-15 Clasificación USCS.....	94
Tabla 7-16 Resistencia peak vs residual a distintas densidades relativa en arena saturada 0%	95
Tabla 7-17 Resistencia peak vs residual a distintas densidades relativa en arena saturada 40%	95
Tabla 7-18 Resistencia peak vs residual a distintas densidades relativa en arena saturada 70%	96
Tabla 7-19 Resistencia peak vs residual a distintas densidades relativa en arena saturada 100%	96
Tabla 7-20 Resistencia peak vs residual a distintas densidades relativa en limo saturado 43,29%	97
Tabla 7-21 Resistencia peak vs residual a distintas densidades relativa en relave saturado 31,61%	97
Tabla 7-22 Resistencia al corte no drenado en relave Chépica	98
Tabla 7-23 Resistencia al corte no drenado en material estratificado	98

Índice de Gráficas

Gráfica 2-1 Factor de corrección para prueba de resistencia al corte en veleta	37
Gráfica 4-1 Curva granulométrica sobre arena.....	42
Gráfica 4-2 Densidad Seca v/s Densidad relativa	48
Gráfica 4-3 Torque peak S_R 0% D_r 0% - Arena	51
Gráfica 4-4 Torque máximo para saturación (S_R) 0% Arena	52
Gráfica 4-5 Torque máximo para saturación (S_R) 40% Arena	54
Gráfica 4-6 Torque máximo para saturación (S_R) 70% Arena	55
Gráfica 4-7 Torque máximo para saturación (S_R) 100% Arena	56
Gráfica 4-8 Torque residual para saturación (S_R) 0% Arena.....	57
Gráfica 4-9 Torque residual para saturación (S_R) 40% Arena.....	58
Gráfica 4-10 Torque residual para saturación (S_R) 70% Arena.....	59
Gráfica 4-11 Torque residual para saturación (S_R) 100% Arena.....	60
Gráfica 4-12 Variación de la resistencia al corte no drenado máximo y residual vs densidad, S_R 0% para arena	61
Gráfica 4-13 Variación de la resistencia al corte no drenado máximo y residual vs humedad, S_R 40% para arena	62
Gráfica 4-14 Variación de la resistencia al corte no drenado máximo y residual vs humedad, S_R 70% para arena	63
Gráfica 4-15 Variación de la resistencia al corte no drenado máximo y residual vs humedad, S_R 100% para arena	64
Gráfica 4-16 Límite líquido material limo	65
Gráfica 4-17 Torque Peak para saturación (S_R) 43,29% Limo.....	66
Gráfica 4-18 Torque residual para saturación (S_R) 43,29% Limo.....	69
Gráfica 4-19 Granulometría global.....	70
Gráfica 4-20 Límite líquido material relave	71
Gráfica 4-21 Torque peak para saturación (S_R) 31,61% Relave	73
Gráfica 4-22 Torque residual para saturación (S_R) 31,61% Relave	74
Gráfica 4-23 Comparación porcentaje de error S_u (corregido).....	75

Gráfica 4-24 Comparativa Global de densidad relativa vs $S_{u, \text{Max}}$ (corregido)	77
Gráfica 4-25 Comparativa Global de densidad relativa vs $S_{u, \text{Residual}}$ (corregido).....	78

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Definición del problema y propuesta

Los relaves son residuos mineros que resultan del proceso de flotación de mineral y están compuestos por material molido y agua con reactivos. Habitualmente son vertidos y almacenados en depósitos específicos, los que deben satisfacer exigencias legales nacionales, de modo que aislen completamente del ecosistema circundante y además sean, como estructura, lo suficientemente competentes para hacer frente a diferentes solicitaciones, incluida la sísmica. Debido a lo anterior, uno de los principales desafíos que expone el desarrollo de este tipo de obras mineras, es la caracterización de los materiales que componen el depósito; sobre todo cuando se desea incorporar en el diseño del depósito, la respuesta y resistencia que podrían generar los relaves en condiciones de bajo drenaje. Las exigencias actuales legales indican que, se debe asumir una resistencia nula de los relaves considerando una licuefacción total del material de la cubeta; aunque en la actualidad, variados estudios geotécnicos han demostrado que los relaves poseen desarrollo de resistencia cortante en condiciones de bajo drenaje y que esta varía (entre otros factores) del tipo de relave, depositación y nivel de tensión de confinamiento circundante.

En este contexto, el siguiente trabajo desarrolla e implementa una veleta de corte manual clásica, sumado a una metodología, que permita medir la resistencia al corte superficial de los relaves convencionales del depósito de Mina Chépica; aportando información valiosa sobre la respuesta de residuos generados en la mediana minería. La metodología a utilizar considera mediciones de tensión cortante sobre diferentes tipos de suelos, específicamente arena y limos proveniente del relave, además una variabilidad de la densidad y grado de saturación.

1.2 Delimitaciones

1.2.1 Espacio

El análisis del proyecto se limita para los relaves vertidos en el embalse Mina Chépica el cual actualmente pertenece a Minera Paicaví S.A. La zona de emplazamiento del proyecto corresponde a la región del Maule, específicamente en la provincia de Talca, comuna de Pencoahue, Chile. El proyecto en si se encuentra localizado en el curso de la quebrada La Hoyada que desemboca agua abajo en el estero Los puercos, en los terrenos aledaños a las minas Chépica primera y Santa Elena, ambas en la cuesta Chépica, en las proximidades de los cruces de las carreteras K-60-J y K-546. La distancia entre el embalse de relaves Chépica y las localidades de Pencoahue y Talca es de 6 y 22 kilómetros respectivamente, medidos entre los puntos descritos a una altitud aproximada de 100 m s.n.m.

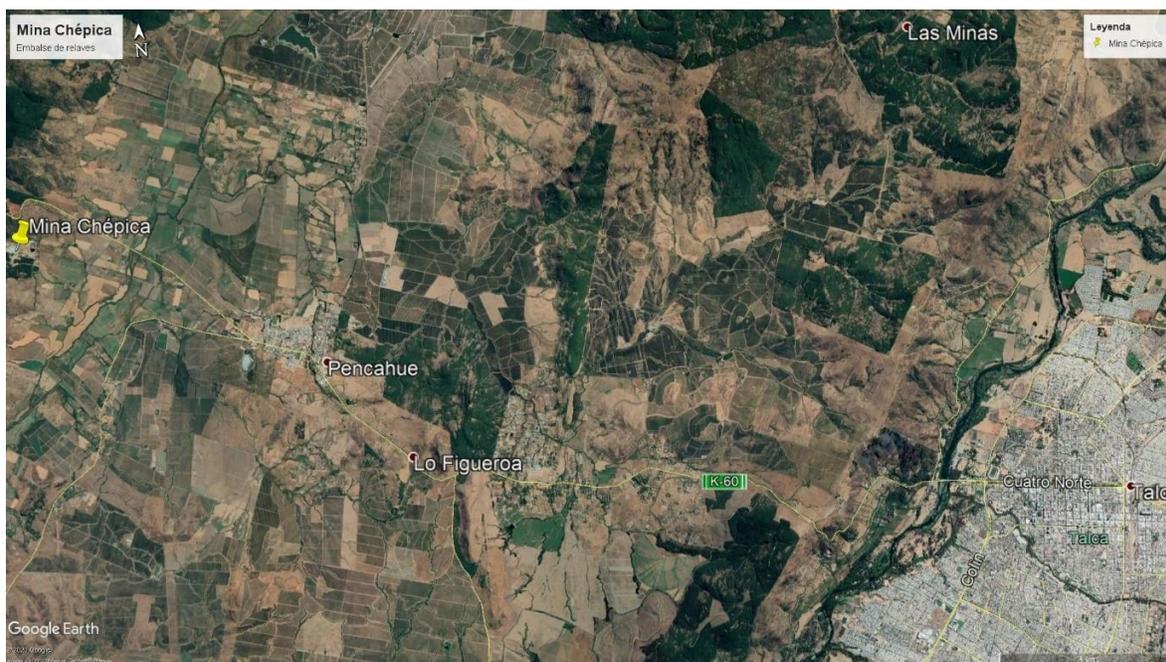


Ilustración 1-1 Ubicación geográfica del embalse de relave mina Chépica (Google Earth Pro, 2020)

Este embalse fue construido el año 2003 bajo la normativa vigente de esa época correspondiente al Decreto N° 86 del año 1970. En la Ilustración 1-2 se muestra la vista en planta del embalse de relave (8) y las principales instalaciones de la mina Chépica.



Ilustración 1-2 Mapa mina Chépica con sus principales instalaciones (Google Earth Pro, 2020)

1.2.2 Tiempo

La investigación de este proyecto inició el segundo semestre del año 2019 y concluyó el segundo semestre 2020, correspondiente una duración de 16 meses, comprometiendo los meses de agosto del año 2019 a noviembre de 2020.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Fabricar e implementar una veleta de corte manual y medir la resistencia al corte en relave convencional embalsado en minera Chépica, considerando el desarrollo de una metodología de uso con pruebas sobre arenas finas y limos proveniente de la cubeta del relave.

1.3.2 Objetivo Específicos

- Fabricación, desarrollo e implementación de veleta de corte manual y su metodología de medición para generar la rotura de un suelo fino;
- Realizar diversas pruebas de corte con la veleta sobre arenas de relaves en condiciones controladas y grados de saturación variables, a fin de establecer el orden de magnitud de la resistencia al corte;
- Comparar las respuestas obtenidas en condiciones controladas a fin de correlacionar potencialmente la dependencia del grado de saturación como de la densidad relativa del material.

1.4 Alcances del proyecto

El presente proyecto de memoria tiene como alcance el fabricar, desarrollar e implementar una veleta de corte manual según lo indicado en la norma internacional *ASTM D 2573*, para luego correlacionar la resistencia al corte no drenado encontrada del embalse de relaves Mina Chépica en los ensayos bajo condiciones controladas.

Los suelos que fueron materia de estudio son arenas gruesas a finas y fino proveniente del embalse de relave de Mina Chépica, a los materiales descritos se realizó su correspondiente caracterización geotécnica y posterior obtención de resistencias al corte no drenado máximo y residual. En base a lo anterior, se realizó finalmente una corrección de la resistencia a través de un factor de corrección.

Es necesario señalar que el estudio consideraba trabajos en el laboratorio de mecánica de suelos en las dependencias de la Universidad de Talca, pero debido a la contingencia mundial y nacional a propósito de la emergencia sanitaria del coronavirus, las pruebas de laboratorio fueron realizadas en el hogar del memorista con todos los implementos necesarios para la elaboración de las pruebas descritas en toda la memoria.

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Depósito de relaves

Un depósito de relaves es una obra estructurada para contener de forma segura los relaves provenientes de una planta de concentración. Su función principal es la de servir como depósito de los materiales sólidos provenientes del relave transportado desde la planta concentradora, permitiendo así la recuperación del agua que transporta dichos sólidos, la que es cercana al 50% en peso para los relaves convencionales. Los depósitos de relaves pueden construirse como tranques o embalses; el depósito de Mina Chépica corresponde a un embalse de relave.

2.1.1 Manejo y clasificación

En Chile existe un total de 757 depósitos de relaves, de los cuales 112 se encuentran activos, 467 en estado inactivos, 173 relaves abandonados y 5 en construcción (Sernageomin, 2019). Independiente de la condición en la que se encuentra cada uno de los depósitos de relaves, se deben regir bajo un decreto supremo N°248, el cual consta de una guía acerca del manejo de relaves, en él se detallan los tipos de relaves permitidos por la legislación chilena, control de descarga de relaves y recomendaciones respecto a la operación.

Los depósitos de relaves se pueden clasificar de distintas maneras según el tipo de material con el que se construyen y según el método de construcción empleado.

Según el material con el que se construyen se pueden mencionar 5 tipos:

- Tranque de relaves
- Embalse de relaves
- Depósito de relaves espesados
- Depósito de relaves filtrados
- Depósito de relaves en pasta

Asimismo, existen 3 tipos de construcción convencionales los cuales son:

- Aguas arriba
- Aguas abajo
- Eje central o mixtos.

El método que presenta más seguridad y estabilidad en el tiempo es el método constructivo de aguas abajo, cuya operación consiste en depositar hidráulicamente las arenas de manera que el coronamiento del muro se desplace hacia afuera del depósito a medida que se construye y crece el embalse.

La seguridad que proporciona el método aguas abajo se ha visto reflejada en que la obra es más estable frente a solicitaciones externas como sismos, ya que embalses han fallado a lo largo de la historia han sido construidos en la mayoría de los casos mediante los otros dos métodos. Pero a su vez, este método requiere de mayor cantidad de material de construcción. Debido al drenaje natural y a la compactación, la construcción con las arenas cicloneadas se va apoyando sobre arenas depositadas previamente que tienen menor contenido de agua, por lo que el muro es más resistente. Como resultado de las fallas históricas de depósitos a nivel nacional, actualmente solo se permite el método de construcción aguas abajo (Ministerio de minería, 11 de abril de 2007).



Ilustración 2-1 Embalse Enami Vallenar (Sernageomin, 2017)

2.1.2 Embalse de relave

Un embalse de relaves es aquel depósito donde el muro de contención está construido con material empréstito (tierra y rocas aledañas) y se encuentra impermeabilizado en el coronamiento y en su talud interno. La impermeabilización está realizada con un material natural de baja permeabilidad o de material sintético como geomembrana de alta densidad. También se llama embalses de relaves aquellos depósitos ubicados en alguna depresión del terreno en que no se requiere la construcción de un muro de contención (Ministerio de minería, 11 de abril de 2007). En la siguiente imagen se aprecia el diseño de construcción de los embalses de relaves.

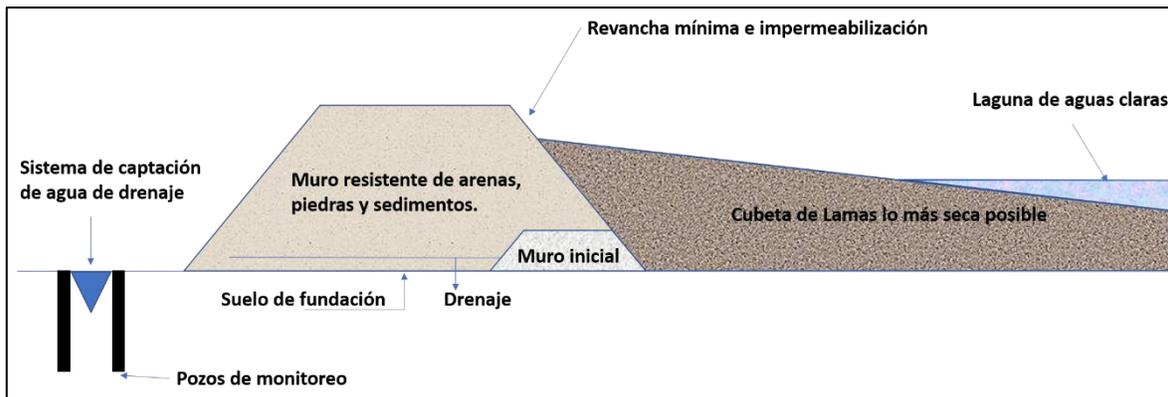


Ilustración 2-2 Etapa de construcción de embalse de relaves (Propia, 2020)

Este tipo de embalse se realiza cuando se cuenta con material empréstito a la zona de emplazamiento con una granulometría apropiada para la construcción del muro y es una buena elección en la pequeña minería, ya que en caso de hallarse con limitaciones económicas o de distancia que no les permita contar con un sistema de hidrociclones para soportar un embalse de relaves.

2.1.3 Descarga de relaves

Con respecto a los embalses de relaves, se tiene el método de descarga del relave completo, esto corresponde a la parte fina como gruesa, el cual requiere un volumen físico disponible para el depósito de relaves, así permitir almacenar todos los relaves que se producirán durante

la vida útil de la operación. El tipo de depositación es por medio de puntos de descarga conocidos como *spigots*, que generalmente, como ocurre en Mina Chépica, se utiliza el método de depositación subaérea, y que consisten en la formación de playas conformadas por colas (relaves o *tailings*), donde se generan flujos superficiales de baja velocidad hacia la laguna de aguas claras, producto de la pendiente. Dicho método utilizado debe retirar el grado adecuado el agua del interior del muro, con el objetivo de deprimir al máximo el nivel freático en el interior del cuerpo del muro.



Ilustración 2-3 Descarga de relaves en mina Chépica (Propia, 2020)

La metodología de depositación es un uno de los múltiples factores que afecta a la composición final del relave y su resistencia.

A continuación, se describen los conceptos fundamentales asociados a poder caracterizar geotécnicamente suelos, y que en este estudio fue utilizado en la caracterización geomecánica de relaves convencionales.

2.2 Caracterización geotécnica de suelos

Para la obtención de los diversos parámetros que se requieren para la confección de las pruebas de veleta, se requiere la realización de variados ensayos, dentro de los que se tienen ensayos de laboratorio. Los ensayos realizados corresponden a relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo a tratar.

2.2.1 Introducción

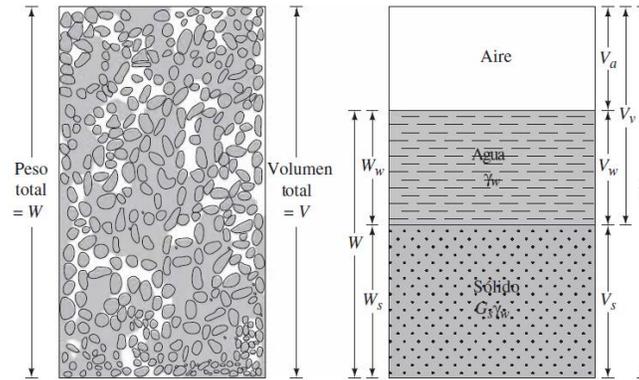


Ilustración 2-4 Suelo con Fases y elementos en estado natural (Das, 2015)

El suelo con el cual se trabajó es arena fina obtenida de una cadena chilena de comercios de la construcción y ferretería. Para cualquier suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, líquida y gaseosa, como se ve en la Ilustración 2-4. La fase sólida son las partículas del suelo; la líquida por el agua, finalmente la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, pero pueden estar presentes otros gases según donde se obtenga el suelo a trabajar. Las fases líquidas y gaseosas del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos (v_v), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos (v_s). Se dice que un suelo está totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular de solo dos fases, la sólida y la líquida.

Lo que se realizó fue determinar el peso de la muestra húmeda, el peso de la muestra secada en un calefactor a leña, volumen de la muestra y la gravedad específica de las partículas que conforman el suelo, entre otras. En la Ilustración 2-4 se separan volúmenes (V) y pesos (W) así: Volumen total (V_T), volumen de vacíos (V_v), que corresponden al espacio no ocupado por los sólidos; volumen de sólidos (V_s), volumen de aire (V_a) y volumen de agua (V_w). Luego de lo antes mencionado se pueden obtener las siguientes expresiones.

$$V_T = V_v + V_s$$

Ecuación 2-1

$$V_v = V_a + V_w$$

Ecuación 2-2

2.2.2 Relación de vacíos (e)

Es una relación entre el volumen de espacios vacíos y el volumen de las partículas sólidas en una masa de suelo, estas variaciones se expresan como:

$$e = \frac{V_V}{V_S}$$

Ecuación 2-3

El término compactación se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo dejando más o menos vacíos entre ellas (Das, 2015). En suelos compactos, las partículas sólidas que lo constituyen tienen un alto grado de acomodo y la capacidad de deformación bajo la aplicación de cargas será pequeña. En suelos poco compactos el volumen de vacíos y la capacidad de deformación serán mayores.

2.2.3 Densidad relativa (D_r)

Es la medida de la compactación de un suelo dada por la relación porcentual entre la diferencia de la relación de vacíos de un suelo no cohesivo en su estado más suelto y cualquier relación de vacíos del suelo compactado; y la diferencia entre relaciones de vacíos en su estado más suelto y más denso. Este parámetro permite determinar si un suelo está cerca o lejos de los valores máximo y mínimo de densidad que se puede alcanzar.

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} * 100$$

Ecuación 2-4

donde:

$e_{M\acute{a}x}$ = relación de vacíos del suelo en el estado más suelto

$e_{M\acute{i}n}$ = relación de vacíos en el estado más denso.

La densidad relativa también se puede expresar en término del peso específico seco, o

$$D_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{d(mín)}}{\gamma_{d(máx)} - \gamma_{d(mín)}} * \frac{\gamma_{d(máx)}}{\gamma_d} * 100$$

Ecuación 2-5

donde:

γ_d = peso específico seco

$\gamma_{d(máx)}$ = peso específico seco en el estado más denso

$\gamma_{d(mín)}$ = peso específico seco en el estado más suelto.

La densidad de un suelo granular está relacionado con la densidad relativa del suelo. En la Tabla 2-1 se da la correlación general de la densidad y D_r para la arena.

Tabla 2-1 Densidad de un suelo granular

Densidad relativa D_r (%)	Descripción
0 – 20	Muy suelto
20 – 40	Suelto
40 – 60	Medio
60 – 80	Denso
80 – 100	Muy denso

Además, la densidad relativa se encuentra entre 0% y 100%, siendo más resistente el suelo cuando D_r tiende a 0% y menor resistencia en el suelo cuando D_r tiende a 100%.

2.2.4 Grado de saturación (S_R)

Se define como el grado o la proporción en que los espacios vacíos de un suelo contienen fluido (agua). Se expresa como un porcentaje en relación con el volumen total de vacíos. Es la relación porcentual entre el volumen de agua en una masa de suelo, y el volumen total de espacios vacíos. Por lo que S_R se encuentra entre el 0 - 100%. Físicamente en la naturaleza S_R nunca es 0%, pero admitiendo tal relación, $S_R = 0\%$ corresponde a un suelo completamente seco y $S_R = 100\%$ se entiende como un suelo completamente saturado.

$$S_R = \frac{V_w}{V_V} * 100 (\%)$$

Ecuación 2-6

2.2.5 Contenido de humedad (ω)

Es la cantidad relativa de agua que se encuentra en un suelo respecto a la masa de sólidos o al volumen del suelo analizado. Se expresa en porcentaje (%), y es la relación entre el peso del agua del espécimen, y el peso de los sólidos.

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} * 100 (\%)$$

Ecuación 2-7

donde:

W_s = peso del agua

W_w = peso del agua.

2.2.6 Peso específico de los sólidos (G_s)

El peso específico de los sólidos es la relación del peso unitario de un cuerpo referida a la densidad del agua en condiciones de laboratorio y por lo tanto a su peso unitario. Se puede considerar para este parámetro, la muestra total (G_T) pero el valor no tiene ninguna utilidad, la fase sólida (G_s) es de vital importancia en geotecnia dada por la ecuación a continuación, pero referida al peso unitario de la fase líquida del suelo,

$$G_s = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} * 100 (\%)$$

Ecuación 2-8

Ahora bien, una relación básica que permite vincular ω , S_R , e y G_s es:

$$G_s * \omega = S_R * e$$

Ecuación 2-9

Con las fórmulas representadas se obtienen dos relaciones, útiles en geotecnia, al analizar resultados de compactación son:

$$\gamma_T = \left(\frac{G_S + S_R \left(\frac{G_S * \omega}{S_R} \right)}{1 + \frac{G_S * \omega}{S_R}} \right) * \gamma_W$$

Ecuación 2-10

Siendo $S_R = 100\%$, correspondiente a un material completamente saturado como,

$$\gamma_{Saturado} = \left(\frac{G_S + (G_S * \omega)}{1 + (G_S * \omega)} \right) * \gamma_W$$

Ecuación 2-11

Si $S_R = 0\%$, entendido como la densidad seca,

$$\gamma_d = \left(\frac{G_S}{1 + e} \right) * \gamma_W$$

Ecuación 2-12

Finalmente despejando la humedad ω de la Ecuación 2-11 se obtiene la siguiente relación

$$\omega = \frac{\gamma_W * G_S * S_R - \gamma_d * S_R}{G_S(\gamma_d - \gamma_W * S_R)}$$

Ecuación 2-13

2.3 Método de ensayo estándar para límite líquido, plástico e índice de plasticidad de suelos

Los límites de *Atterberg* son ensayos de laboratorio normalizado que permiten obtener la consistencia de los materiales más finos y así establecer los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Con ellos, es posible clasificar el suelo en la Clasificación Unificada de Suelos (*Unified Soil Classification System*,

USCS), (International, ASTM D 4318 - Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, 2005).

El contenido de humedad se define como el porcentaje de agua presente en una muestra de suelo y se representa en la fórmula de contenido de humedad (ω) Ecuación 2-7.

- El límite líquido (LL) corresponde al ω (expresado como porcentaje de peso seco) que debe tener un suelo perturbado para que una muestra en que se haya practicado una ranura de dimensiones normales se cierre, sin resbalar en su apoyo, al someterle a un impacto de 25 golpes bien definidos, como se expresa en la norma internacional ASTM D4318 con el método de Casagrande (International, ASTM D 4318 - Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, 2005).
- El límite plástico (LP) corresponde al menor contenido de humedad ω para el cual el suelo se deja moldear. Esto se dice cuando, tomando bolas de suelo húmedo, se pueden formar bastones de aproximadamente 3 mm de diámetro en los cuales se amasa constantemente hasta que dichos bastones se dividan en trozos de 1 cm aproximadamente sobre una superficie plana, lisa y no absorbente. Se seca obteniendo sus pesos y volúmenes correspondientes. Con ello se logra determinar el porcentaje de humedad el cual corresponde al límite plástico.
- El índice de plasticidad (IP) que corresponde a la diferencia entre ambos límites mencionados:

$$IP = LL - LP(\%)$$

Ecuación 2-14

2.4 Resistencia al corte del suelo

Uno de los requisitos indispensables para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de los embalses de relave es conocer la resistencia de los materiales que lo componen.

2.4.1 Resistencia al corte drenado

El ingeniero y físico francés *Coulomb*, trabajando para la defensa militar francesa, observó que el empuje que produce un suelo contra un muro de contención causa un ligero movimiento del muro, y por lo tanto en el suelo que está siendo retenido se forma un plano de deslizamiento esencialmente recto. Él postuló que la máxima resistencia al corte (τ_f) en el plano de falla está dada por:

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \varphi$$

Ecuación 2-15

donde:

τ_f = resistencia máxima al corte (unidad de fuerza)

c = cohesión (fuerza por unidad de superficie)

σ = esfuerzo total en el plano de falla (kg/cm^2)

φ = constante de proporcionalidad (grados).

La constante de proporcionalidad $\tan(\varphi)$ fue definida por *Coulomb* en términos a un ángulo al cual él llamó “ángulo de fricción interna” y lo definió como una constante del material.

El parámetro C es la cohesión y fue considerado también como una constante de la materia (Whitman, 1998). Esta ecuación implica la independencia de la cohesión C y la tensión normal σ que actúa sobre el plano de rotura. Según esta ecuación la cohesión puede definirse como la resistencia al corte cuando la tensión normal sobre el plano de deslizamiento es nula. Por otro lado, la componente de rozamiento de la resistencia al corte de un suelo es directamente proporcional a la tensión normal σ , pues $\tan \varphi$, siendo φ el ángulo de rozamiento, se considera constante para un suelo.

En 1963 *Terzaghi* (Whitman, 1998) enunció el principio de las tensiones totales, neutras y efectivas. En base a este enunciado estableció que en la ecuación de *Coulomb* debería sustituirse la presión normal total por la presión intergranular (denominada σ') ya que esta última es la que gobierna el comportamiento de la resistencia al corte de los suelos. De esta manera la ecuación se transformó en lo que hoy se denomina ley de Mohr-Coulomb:

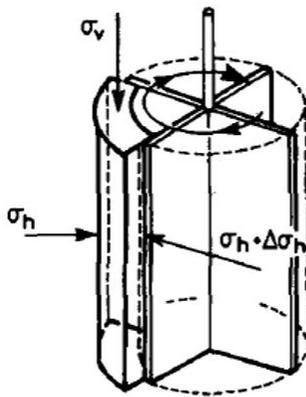
$$\tau = c' + \sigma' * \tan \varphi$$

Ecuación 2-16

en la cual los parámetros C' y φ' son propiedades del esqueleto del suelo, denominados cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva. A aquellos suelos que no presentan cohesión y en los cuales la resistencia al corte esta proporcionada solo por la fricción interna del material se les designa como suelos no cohesivos.

2.4.2 Resistencia al corte no drenado (S_u)

En principio cualquier suelo puede comportarse de manera drenado o no drenado, dependiendo de dos aspectos: la permeabilidad del suelo y la velocidad de la carga. Esto genera una distinción de suelos: aquellos materiales que son gruesos (arena y gravas) y finos (limos y arcilla), ambos tienen una permeabilidad distinta, los materiales gruesos tienen alta permeabilidad (drenado) mientras que, los materiales finos tienen baja permeabilidad (no drenado). No obstante, si la velocidad de carga es muy rápida, puede haber algunos materiales gruesos cuya permeabilidad permita que se comporten como materiales no drenado (Chandler, 1988). Para un suelo completamente saturado se tiene un estado de tensiones horizontal y vertical (σ_h y σ_v , respectivamente) de una porción de suelo al ingresar la veleta como se ilustra en la imagen.



VANE TEST

Ilustración 2-5 Estado tensional en la veleta (Chandler, 1988)

Dicho suelo está en equilibrio, representado en el círculo de Mohr a través del estado tensional en reposo. Al aplicar una tensión sobre el material lo suficientemente rápido, ocurrirá que el círculo de Mohr se desplazó hacia la derecha, pero no aumenta de diámetro, eso ocurre debido a que toda la carga en exceso es recibida por el agua, con lo cual, la resistencia al corte no drenado es que la define la falla; no aumenta los esfuerzos efectivos (σ_h' y σ_v') y se conoce la línea de falla no drenada en comparación con la línea de falla drenada.

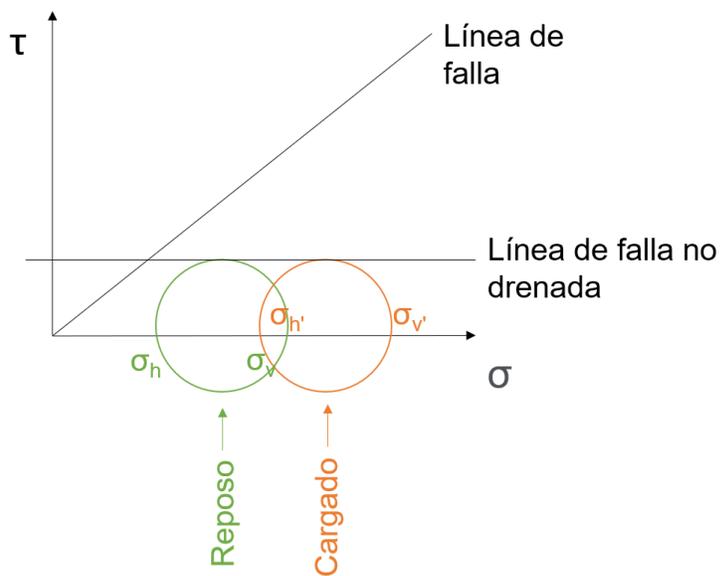


Ilustración 2-6 Envoltura de falla de la resistencia (Propia, 2020)

2.5 Ensayo de veleta de corte manual (VST)

La prueba de veleta es una contribución al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. El aparato fue diseñado en el año 1940 por el investigador *Lyman Carlson* en el instituto geotécnico de Suecia; el cual consiste básicamente de un vástago desmontable en piezas, en cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, generalmente de cuatro aspas ligadas a un eje, que es prolongación del vástago. Se aplica un torque en la parte superior del vástago para que la veleta gire con velocidad uniforme, hasta que el suelo falle (Das, 2015).

En 1948 en Suecia *Cadling y Odenstad* desarrollaron una ecuación para establecer la relación entre la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y la torsión aplicada por el vástago de la veleta.

Inicialmente propusieron que la superficie de falla es un cilindro circular con un diámetro y una altura igual a la del aspa de la veleta, por lo tanto, concluyeron que el torque máximo aplicado a la cabeza del vástago (Ilustración 2-7) para generar dicha falla debe ser igual a la suma del momento resistente de la fuerza cortante a lo largo de la superficie lateral del cilindro de suelo (M_s) y el momento resistente de la fuerza cortante de cada extremo (M_e), es decir:

$$T = M_s + M_e + M_e$$

Ecuación 2-17

donde:

$M_{s,e}$ = momento (kgm^2/s^2)

El momento resistente M_s se expresa como:

$$M_s = (\pi DH)S_u \left(\frac{D}{2} \right)$$

Ecuación 2-18

donde:

D = diámetro del aspa de la veleta (cm)

H = altura del aspa de la veleta (cm)

S_u = resistencia al corte no drenado (kg/cm^2).

Para el cálculo de M_e , los investigadores supusieron tres tipos de distribución de la movilización de la resistencia cortante en los extremos del cilindro de suelo:

- Triangular: la movilización de la resistencia cortante es S_u en la periferia del cilindro de suelo y decrece linealmente a 0 en el centro.
- Uniforme: la movilización de la resistencia cortante es constante (es decir, S_u) de la periferia al centro del cilindro de suelo.
- Parabólica: la movilización de la resistencia cortante es S_u en la periferia del cilindro de suelo y decrece parabólicamente a 0 en el centro.

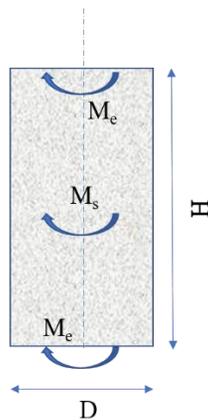


Ilustración 2-7 Momento resistente de la fuerza cortante (Braja M. Das, 2015)

Esas variaciones en la movilización de la resistencia cortante se expresan en el torque como:

$$T = \pi S_u \left(\left(H * \frac{D^2}{2} \right) + \beta \left(\frac{D^3}{4} \right) \right)$$

Ecuación 2-19

donde:

T = torque máximo (kg*cm)

H = altura de las aspas de la veleta (cm)

D = diámetro de las aspas de la veleta (cm)

S_u = resistencia al corte no drenado (kg/cm²)

$\beta = 1/2$ para la movilización triangular de la resistencia al corte no drenado

$\beta = 2/3$ para la movilización uniforme de la resistencia al corte no drenado

$\beta = 3/5$ para la movilización parabólica de la resistencia al corte no drenado.

De todas las metodologías existentes, probablemente la veleta es la más usada para medir la resistencia al corte no drenado en arcillas blandas y limos, esta metodología es conocida por obtener la información en terreno mientras se realiza la exploración (Giovanna Biscontin, 2001).

El ensayo de corte con veleta consiste en colocar una veleta de cuatro hojas en el suelo inalterado, y girarla desde la superficie para determinar la fuerza de torsión necesaria para romper una superficie cilíndrica cizallada por la veleta, que se convierte en la resistencia al corte de la superficie cilíndrica.

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

No obstante, la recomendación señalada corresponde a una estandarización realizada para suelos no cohesivos en general, cuyas permeabilidades usualmente varían entre los 10^{-8} a 10^{-10} cm/s, como es el caso de las arcillas y limos blandas (Look, 2007).

2.5.1 Veleta de corte manual

En este trabajo se analizó un tipo de veleta en particular, este es el ensayo de veleta de corte manual "*Hand Held Shear Vane Test*". La forma en que se determina la resistencia con la veleta manual es mediante la relación entre el esfuerzo de corte (vía torque) necesario para la generar la falla y las divisiones que suele poseer el instrumento. La veleta en cuestión está constituida por una sola pieza correspondiente una cruceta metálica (cuatro placas delgadas) en la parte inferior, dispuestas en 90° entre ellas.

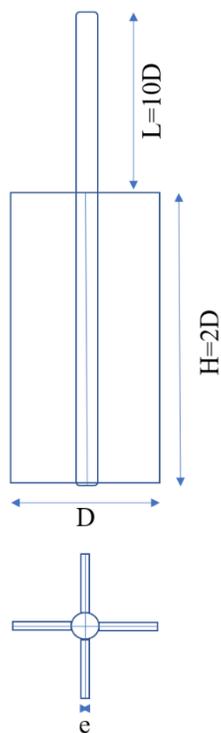


Ilustración 2-8 Geometría de la veleta de campo (ASTM, 1992)

La altura H de la veleta es dos veces su diámetro D . La prueba de corte con veleta se usa durante la operación de perforación para determinar la resistencia al corte no drenado (S_u) de suelos finos sueltos o blandos.

Tabla 2-2 Dimensiones de veleta de corte manual

Dimensión	Veleta (mm)
Diámetro, D	154
Altura, H	303
Espesor, e	5 - 8

Las paletas del aparato son empujadas en el suelo al fondo de un barreno sin alterar apreciablemente el suelo, se aplica un par de torsión en la parte superior de la varilla para hacer girar las paletas a una velocidad de $0,1^\circ/\text{segundo}$, esta rotación inducirá la falla en el suelo de forma cilíndrica que rodea a las paletas. Cabe destacar que el período de descanso habitual después de la inserción de las paletas en el material a evaluar es de 5 minutos.

Se mide el par de torsión máximo, T , aplicado que causa la falla. Note que

$$T = f(S_u, H \text{ y } D)$$

Ecuación 2-20

o

$$S_{u(VST)} = \frac{T}{K}$$

Ecuación 2-21

donde:

T = torque (N*m)

$S_{u(VST)}$ = resistencia al corte del ensayo de veleta (kN/m²)

K = constante geométrica cuya magnitud depende de la dimensión y forma de la paleta

$$K = \left(\frac{\pi}{10^6}\right) \left(\frac{D^2 H}{2}\right) \left(1 + \frac{D}{3H}\right)$$

Ecuación 2-22

donde:

D = diámetro de la paleta (cm)

H = altura medida de la veleta (cm).

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas, económicas y se usan ampliamente en programas de exploración de suelos de campo, no obstante, se tienen causas de errores significativos en la prueba de corte con veleta en campo cuando no se tiene una buena calibración del par de torsión aplicado, paletas dañadas, velocidad de rotación de las paletas no es debidamente controlada, etc.

Es de esperar que la inserción de la veleta provoque tanto la alteración del suelo como el desplazamiento de las partículas del suelo, esta perturbación modificará en cierta medida la resistencia al corte no drenado del suelo.

Las dos consecuencias principales del desplazamiento del suelo causado por la inserción de la veleta son las siguientes:

1. Una destrucción local de los enlaces entre partículas dentro del suelo, lo que particularmente con las arcillas más sensibles puede reducir significativamente la resistencia disponible no drenado en las proximidades de la veleta; y
2. Un desplazamiento local de partículas de suelo junto con un aumento correspondiente en la presión de los poros de la veleta, que con la disipación dará como resultado un aumento en el estrés efectivo.

Para fines de diseño, los valores de la resistencia al corte no drenado obtenidos de pruebas de corte con veleta en campo [$S_{u(VST)}$] son muy altos y se recomienda que sean corregidos,

$$S_{u(Corregido)} = \lambda * S_{u(VST)}$$

Ecuación 2-23

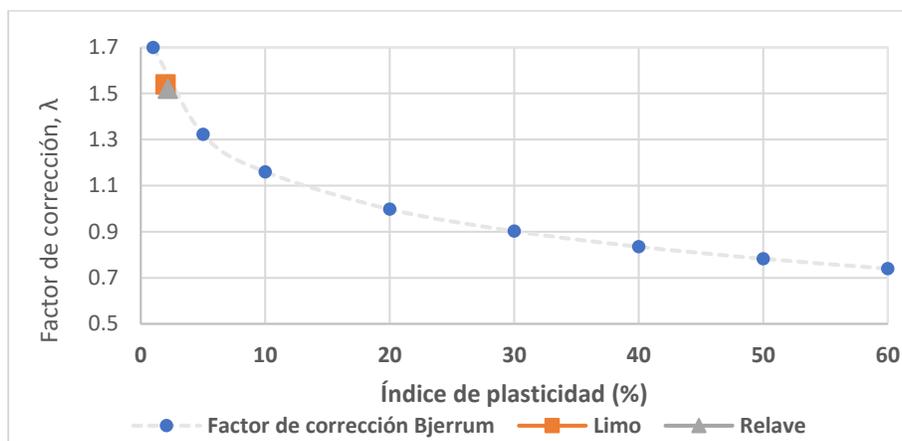
Donde:

λ = factor de corrección.

El factor de corrección de *Bjerrum* (Bowles, 1997) se calculó una serie de fallas de terraplén en arcilla blanda y sugirió usar la Ecuación 2-23 donde el factor de corrección se da a partir de la siguiente dependencia con el índice de plasticidad (IP):

$$\lambda = 1,7 - 0,54 \text{Log}[IP(\%)]$$

Ecuación 2-24



Gráfica 2-1 Factor de corrección para prueba de resistencia al corte en veleta

3. CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1 Introducción

Para la elaboración de esta memoria, se manejaron varios artículos de investigación que facilitaron la descripción de la problemática planteada a fin de ser la más clara posible. Los datos utilizados para el análisis de dicha problemática contienen información provista y respaldada a través de estudios de años anteriores e información obtenida a través de ensayos y pruebas de laboratorio, que se realizaron durante el transcurso de esta memoria.

Entre los antecedentes utilizados se encuentra la norma internacional *ASTM D 2573 – 01*, que faculta de parámetros recomendados para la correcta utilización de la veleta de corte manual. La metodología utilizada consiste en penetrar la veleta desde el fondo de su revestimiento, mediante un simple empuje, hasta la profundidad a la cual se va a efectuar el ensayo, cuidando que no se aplique torsión durante dicho empuje. Con la veleta en posición, se aplica el giro hasta obtener la falla. Durante la rotación de la veleta, ésta debe tener una altura fija. Posterior al sondeo efectuado se determinan los cálculos para hallar la cohesión y el esfuerzo de corte.

3.2 Metodología

Para la fabricación de una veleta de corte manual y medir la resistencia al corte en un embalse de relave de mina Chépica, se realizaron ensayos en laboratorio y en terreno, a partir de los resultados obtenidos, se llevó a cabo una correlación entre los resultados de campo y los obtenidos utilizando arenas finas en un laboratorio, permitiendo la resistencia del corte no drenado. Se analizó las ecuaciones planteadas en la norma internacional *ASTM* para encontrar la resistencia al corte no drenado, satisfaciendo la interrogante planteada en el inicio de la memoria. La metodología propuesta para la realización del proyecto se sustenta en la técnica de informe interpretativo, la cual se desarrollará de la siguiente forma:

3.2.1 Recopilación de información

Se recopiló información relacionada con las correlaciones existentes, con el fin de obtener a partir de la misma algunos parámetros del suelo, particularmente el de la resistencia al corte no drenado (S_u), por la importancia que este parámetro tiene para este trabajo. También se recopiló información tendiente a analizar el grado de confiabilidad del ensayo, como de los ensayos que se realizarán en el laboratorio o en el hogar. La extracción de esta recopilación es a través de extractos de libros, artículos y normativas aplicables a los laboratorios.

3.2.2 Ubicación e identificación del terreno

La ubicación objetivo del presente estudio está ubicado en la región del Maule, más exactamente en la comuna de Péncahue. Es ahí donde se encuentra minera Chépica.

El embalse de relaves presenta suelos de arena fina o limosa a distintas profundidades. Este tipo de suelo permite que los resultados de esta investigación sean más exactos al obtener las muestras inalteradas.

3.2.3 Extracción de muestras de laboratorio

En el marco de la normatividad y de las especificaciones técnicas pertinentes, se emplea el siguiente ensayo de laboratorio, para conocer los parámetros del suelo del embalse estudiado, y para obtener la resistencia al corte no drenado del mismo. La normativa aplicada en este proyecto corresponde a la norma internacional *ASTM D 2573 – 01*. Método de prueba estándar para la prueba de corte de veleta de campo (VST) en suelos fino sueltos o suaves.

El VST resulta útil para encontrar parámetros de resistencia cortante de suelos en condiciones no drenadas, por medio del reconocimiento de sus materiales y propiedades. Al obtener por medio del trabajo en campo y lo realizado en el laboratorio (hogar), resultados altos y variables, se hace indispensable aplicar las correcciones de la condición.

Cabe recordar que el parámetro ideal a la condición no drenado del suelo es obtenido con la siguiente operación: multiplicación entre las unidades de resistencia al corte encontradas en

los ensayos realizados en laboratorio y campo; el factor de corrección hallado en la ecuación en el capítulo II (Ecuación 2-23) (Bowles, 1997).

Nota: Las dimensiones de la veleta usada para la aplicación de procedimientos de $D=15,4\text{cm}$ y $H=30,3\text{ cm}$ donde D es el diámetro de la paleta y H es la altura medida de la veleta.

3.2.4 Resultados y análisis obtenidos

Mediante los cálculos de la resistencia al corte no drenado (S_u) efectuados tanto en el embalse de relave por medio del ensayo de veleta, como en el laboratorio se realizará el análisis de los resultados obtenidos luego de la aplicación de los parámetros de corrección y correlaciones.

3.3 Ensayos y normativas

Los ensayos se realizaron en las dependencias del hogar del memorista donde se ejecutaron los siguientes ensayos basados en las normativas correspondientes:

- **Granulometría:** para la obtención de curvas granulométricas y posterior clasificación según el sistema U.S.C.S (*United System of Soils Classification*), se utilizó una serie de tamices bajo la normativa *ASTM D2487* (International, *ASTM D 2487 - Standar Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*, 2006).
- **Determinación de Límites de Atterberg:** se utilizaron equipos de cuchara de Casagrande para determinar los límites plásticos y líquido de los materiales. Dichos límites se determinaron en base a la normativa *ASTM D4318* (International, *ASTM D 4318 - Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*, 2005).
- **Ensayos de determinación de densidades máxima y mínima y cálculo de la densidad relativa en suelos no cohesivos:** para la obtención de densidades se realizaron bajo la norma chilena NCh1726 y determinan las densidades secas máxima y mínima de suelos no cohesivos, no cementados, de flujo libre, con un tamaño máximo nominal hasta 80 mm. (Instituto Nacional de Normalización, 1999).

4. CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Caracterización geotécnica

4.1.1 Clasificación por granulometría

En función de la granulometría se clasifica el suelo a trabajar en 4 grandes grupos:

1. Gravas, con tamaño de grano entre unos 80 mm y 4,75 mm. Los granos son observables directamente, existen grandes huecos entre las partículas y no retienen el agua.
2. Arenas gruesas, con partículas de tamaño entre 4,75 mm y 0,5 mm. Estas son observables a simple vista y se mantienen inalterables en presencia de agua.
3. Arenas finas, con partículas de tamaño entre 0,5 mm y 0,075 mm. Es el resultado de desintegración natural de las rocas.
4. Limos y arcillas, con partículas comprendidas entre 0,075 y 0,002 mm. Retienen el agua, se forma una pasta limo-agua o arcilla-agua y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se aprecia como el agua se exuda con facilidad.

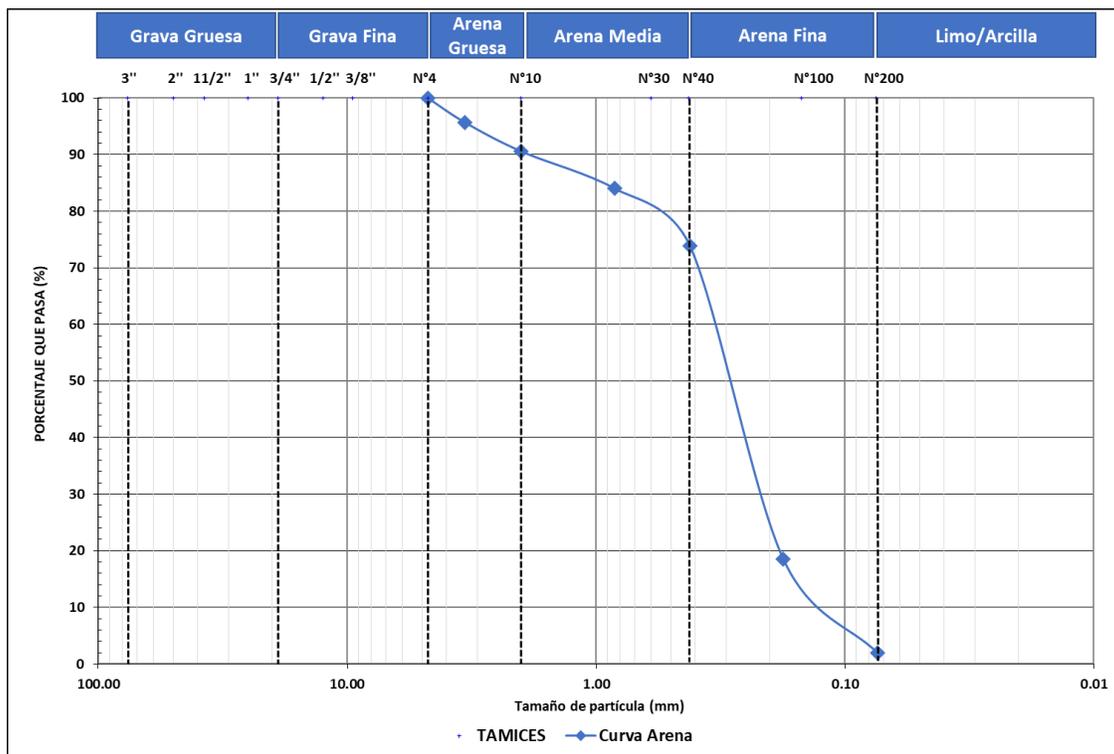
Para el material se utilizó el tamizaje mecánico para las partículas inferiores a malla N°4 utilizando los tamices (malla *ASTM*) N°6, N°10, N°20, N°40, N°80 y N°200 para el tamizaje se realizó la técnica de roleo y cuarteo para los 35 kilos correspondiente al material bajo la malla #4 con el objetivo de obtener la cantidad necesaria de arena para trabajar en las pruebas de resistencia al corte. Posteriormente se extrae una muestra de 700 gramos (2%) para obtener la granulometría del suelo con que se trabajó.

Al revisar la distribución granulométrica ensayada y según la clasificación *AASHTO* el 4,3% del material muestreado este sobre los 4,75 correspondiente a gravas, el 93,77 entre 4,75 y 0,075 mm corresponde a arenas y el 1,89% corresponde a material fino (limos y arcillas), la curva granulométrica representada en la Gráfica 4-1 presenta las distintas granulometrías por

la muestra, anexo a ello se visualiza una tabla con la distribución de la clasificación anteriormente mencionada.



Ilustración 4-1 Granulometría por tamizado sobre suelo de relave (Propia, 2020)



Gráfica 4-1 Curva granulométrica sobre arena

4.1.2 Sistema para registro de carga aplicada

Para calibrar el molde que se utilizó se debe determinar el volumen, ya sea por método geométrico o por el método de volumen de agua. El volumen obtenido por cualquiera de los métodos debe estar dentro del 1,5% del valor nominal y la diferencia entre los volúmenes calculados por ambos métodos excede el 0,5%. Siguiendo la norma se obtienen ambos volúmenes con una diferencia de 0,42% por lo tanto, el resultado de calibración que prima es el realizado por volumen de agua.



Ilustración 4-2 Toma de temperatura para obtener el volumen del molde 1 (Propia, 2020)

Al efectuar la determinación del volumen del molde 1 por llenado con agua se debe medir la temperatura del agua y determinar su densidad, se observa en Ilustración 4-2 la indicación señalada recientemente.

En la ilustración siguiente se aprecia la calibración del método geométrico siguiendo las recomendaciones de al menos obtener tres mediciones de cada variable a utilizar para registrar el volumen descrito. Finalmente se obtiene un volumen de $1565,96 \text{ cm}^3$ para el molde 1.



Ilustración 4-3 Calibración molde 1 método geométrico (Propia, 2020)

4.1.3 Muestreo

La muestra de suelo utilizada corresponde a 50 kg de arena fina. Dicho material fue tamizado con las mallas n°6, n°10, n°20, n°40, n°80 y n°200; con el objetivo de limpiar el producto obtenido, consiguiendo un total de 35 kg de arena seca.



Ilustración 4-4 Tamizado de arena fina en malla n°10 (Propia, 2020)

Del total de material que no fue utilizado se puede mencionar que 1,2 kg corresponde material orgánico y rocas de mayor tamaño que venían en el contenido de ambos sacos de arena y no cumplen con la representatividad del tamaño indicado según la norma chilena. Por otra parte,

también se descartó aquella arena gruesa (4,2 kg), con el objetivo de obtener un suelo más uniforme.



Ilustración 4-5 Remanente no apto para las pruebas realizadas (Propia, 2020)

4.1.4 Densidades mínimas y máxima

Los procedimientos que se utilizaron para determinar las densidades secas máximas y mínima de suelos no cohesivos son guiados utilizando la NCh 1726.0f80 del instituto Nacional de Normalización, INN, quien tiene a su cargo el estudio y preparación de las normas técnicas a nivel nacional (Instituto Nacional de Normalización, 1999). El principal objetivo de la compactación es mejorar las propiedades ingenieriles del material en algunos aspectos:

- Aumentar la resistencia al corte y, por consiguiente, mejorar la estabilidad relaves y la capacidad de carga.
- Disminuir la compresibilidad y, por consiguiente, reducir los asentamientos.
- Disminuir la relación de vacíos y, por consiguiente, reducir la permeabilidad.

La compactación que se realizó en el hogar consiste en compactar una muestra que corresponde a la masa de arena que se desea compactar, con la humedad calculada y en un molde cilíndrico de volumen conocido.

a) Determinación densidad del relave

Con el objetivo de obtener la densidad del depósito de relave, se realizó una extracción de muestra característica del relave, para ello se llevó un molde con volúmenes y dimensiones

conocidas, además poseía una tapa evitando la pérdida de la muestra. Llegando al hogar se obtuvo el peso del recipiente más muestra húmeda y posterior a ello se secó en un calefactor a leña por un día completo, al día siguiente se obtiene el nuevo peso, obteniendo la densidad del terreno la cual fue de $1,498 \text{ g/cm}^3$.



Ilustración 4-6 Peso de la muestra húmeda del depósito de relaves (Propia, 2020)

b) Determinación densidad mínima

Se coloca el molde sobre una superficie firme, plana y horizontal. Llenar el molde con arena fina, previamente acondicionada, tan suelto como sea posible; vaciándolo con una poruña en un flujo constante y ajustando la altura de la descarga de modo que la caída libre del suelo sea de 25 mm. Se debe llenar hasta 3cm por sobre el borde del molde y enrasar con una regla, apreciado en la Ilustración 4-7.



Ilustración 4-7 Determinación de densidad mínima (Propia, 2020)

Limpiar el área de trabajo, pesar el molde con la arena y registrar la masa seca que contiene el molde aproximando a 100 g; una vez finalizado repetir los pasos anteriores hasta obtener 5 resultados consistentes.

c) Determinación densidad máxima

Se debe mezclar el material de la muestra acondicionada para obtener una distribución homogénea de las partículas con la menor segregación posible, llenar el molde según el procedimiento anteriormente descrito en la densidad mínima.

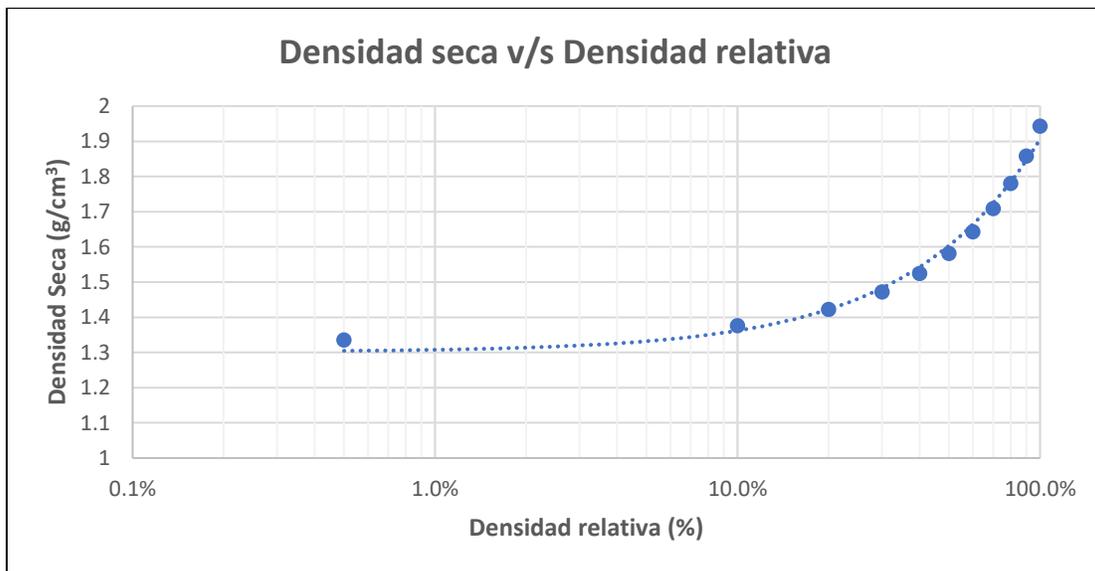
En este procedimiento se deben realizar vibraciones al molde a través de un artefacto eléctrico el cual otorgue la amplitud deseada y en conclusión compacte la arena que se encuentra dentro del recipiente por un período de 6 a 8 minutos. Pesar el molde con el suelo y registrar la masa seca del suelo llena el molde, repetir los pasos anteriores en 5 oportunidades hasta obtener resultados consistentes, registrando el valor más alto conseguido.



Ilustración 4-8 Determinación de densidad máxima seca (Propia, 2020)

d) Densidad relativa

Utilizando la Ecuación 2-5 en la sección de Densidad relativa (D_r), a partir de las densidades mínima y máxima obtenidas anteriormente, se despeja la densidad del suelo en terreno seco, obteniendo la tabla y posterior gráfica.



Gráfica 4-2 Densidad Seca v/s Densidad relativa

Conociendo la información de densidad relativa se puede decir que el D_r 0% corresponde a $1,33 \text{ g/cm}^3$ y el D_r 100% equivale a $1,94 \text{ g/cm}^3$, no obstante, se debe considerar la densidad real que posee actualmente el embalse de relave Chépica, de esta manera se logrará un valor

real y representativo. Este valor corresponde a $1,49 \text{ g/cm}^3$ y se pudo obtener en terreno, de igual manera, se corroboró dicho valor con un trabajo de memoria de la Universidad de Talca (Avendaño, 2020).

Dicho lo anterior, se decide trabajar desde el D_r 0% hasta D_r 60% correspondiente al valor de $1,64 \text{ g/cm}^3$ a intervalos de 20%, dando un total de 4 densidades relativas (0, 20, 40 y 60) ver Tabla 7-4 Densidad relativa.

Con esta información se puede obtener la humedad gracias a la Ecuación 2-13 ubicada en la sección 2.2.6 Peso específico de los sólidos (GS).

Fases	Grado de saturación	Contenido de humedad (%)			
	(%)	D_r 0%	D_r 20%	D_r 40%	D_r 60%
1	0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
2	40%	13,4%	10,5%	7,7%	5,0%
3	70%	34,6%	26,0%	18,3%	11,5%
4	100%	93,8%	63,7%	41,2%	24,2%

A cada fase que se describe en la tabla se le proporciona una saturación y densidad relativa específica, lo que sigue a continuación es realizar las pruebas con la veleta para cada densidad relativa y saturación; dicho de otro modo, se realizaron 4 pruebas para cada fase, dando un total de 16 pruebas con el material aparentemente no perturbado, a cada una de estas pruebas se debe realizar el mismo procedimiento con el suelo perturbado.

4.2 Resistencia al corte en arena

4.2.1 Resistencia al corte en arena no perturbada ($S_{u, \text{Max}}$)

- **Fase 1 Grado de saturación 0%**

La muestra se dividió en cuatro fases completamente separadas a factores diferentes. Se aseguro obtener en la primera fase, correspondiente a una saturación 0%, que la muestra estuviera en su totalidad a la saturación deseada hasta llegar al 100% donde todos los espacios

están ocupados por agua, por lo tanto, no existen vacíos de aire que puedan perturbar el ensayo.

El motivo por el cual se prepararon cuatro fases de muestras corresponde a poder ensayar todas las combinaciones de densidad/humedad de una forma organizada y obtener la resistencia al corte respectivo para cada ensayo.



Ilustración 4-9 Preparando arena sobre el recipiente e ingreso de veleta (Propia, 2020)

La fase inicial se ensayó a una saturación del 0% (estado seco) y cuatro densidades relativas, una vez preparado el suelo se realiza el procedimiento explicado en 2.5.1 Veleta de corte manual y se procede a ingresar la veleta. Al ingresar la veleta y esperar el período de descanso habitual (5 minutos) se comienza a girar la veleta a la velocidad de 0,1°/segundos obteniendo la condición de resistencia al corte en la prueba de veleta de corte. Para medir la falla que produce la veleta en el material se cuenta con un transportador y una pesa de gancho, con el que se puede conocer el grado en que falla y a su vez la fuerza que ejerce cada paleta por sobre la arena, en este caso en particular.

La obtención del momento torque (N*m) se realizó con la siguiente expresión:

$$T = r * F * \sin \theta$$

Ecuación 4-1

donde:

r = distancia al eje de giro (m) (mango de la veleta 0,204m)

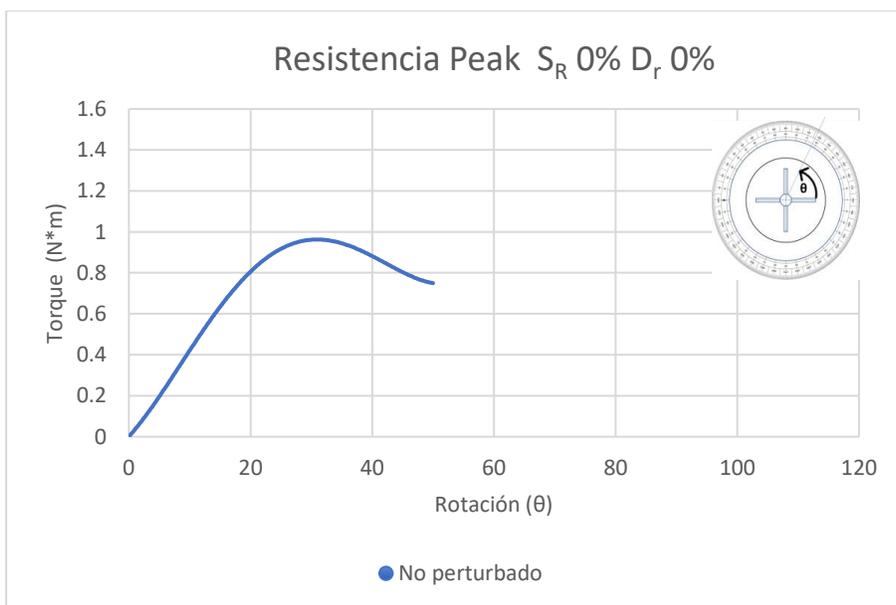
F = fuerza aplicada por la veleta al material (kg)

θ = rotación que realizó la veleta (°).

Registrando la fuerza y rotación progresiva de la veleta se obtiene la distribución de torque y su torque *peak* donde precisamente falla el material. A continuación, se presentan los valores obtenidos en la primera prueba correspondiente a una saturación del 0% y una densidad relativa del 0%.

Tabla 4-1 Torque máximo - $S_R = 0\%$ $D_r = 0\%$

Máximo	
Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0
5	0,20
10	0,41
20	0,82
30	0,95
40	0,89
50	0,75

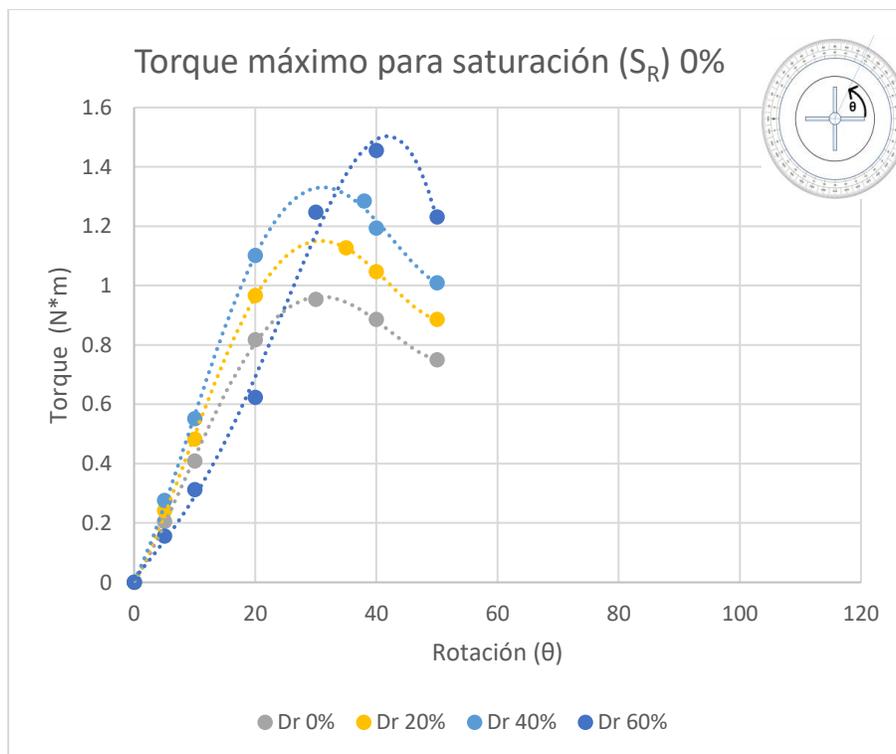


Gráfica 4-3 Torque peak $S_R 0\%$ $D_r 0\%$ - Arena

En la gráfica se observa como el torque máximo se alcanzó a los 30 grados para luego fallar el material y ceder. Cabe mencionar que para esta prueba en particular se tomó un tiempo de 5 minutos, dado que la veleta avanza a una velocidad de 6°/minuto, una vez provocado el *peak* máximo se continua la prueba por al menos un minuto para corroborar que este torque ha bajado. Todo lo mencionado anteriormente se resume en la siguiente tabla.

Tabla 4-2 Resistencia al corte no drenado máximo $S_R = 0\%$

D_r	densidad (g/cm^3)	Volumen (cm^3)	Masa (kg)	Humedad (%)	Ensayo no Perturbado			
					Rotación n ($^\circ$)	Fuerza (kg)	Momento ($\text{N}\cdot\text{m}$)	$S_{u, \max}$ (kN/m^2)
0	1,335	21576,21	28,81	0%	30	0,953	0,953	72,22
20	1,423	21576,21	30,69	0%	35	0,982	1,127	85,36
40	1,525	21576,21	32,90	0%	38	1,043	1,285	97,32
60	1,643	21576,21	35,44	0%	40	1,131	1,454	110,18



Gráfica 4-4 Torque máximo para saturación (S_R) 0% Arena

- **Fase 2 Grado de saturación 40%**

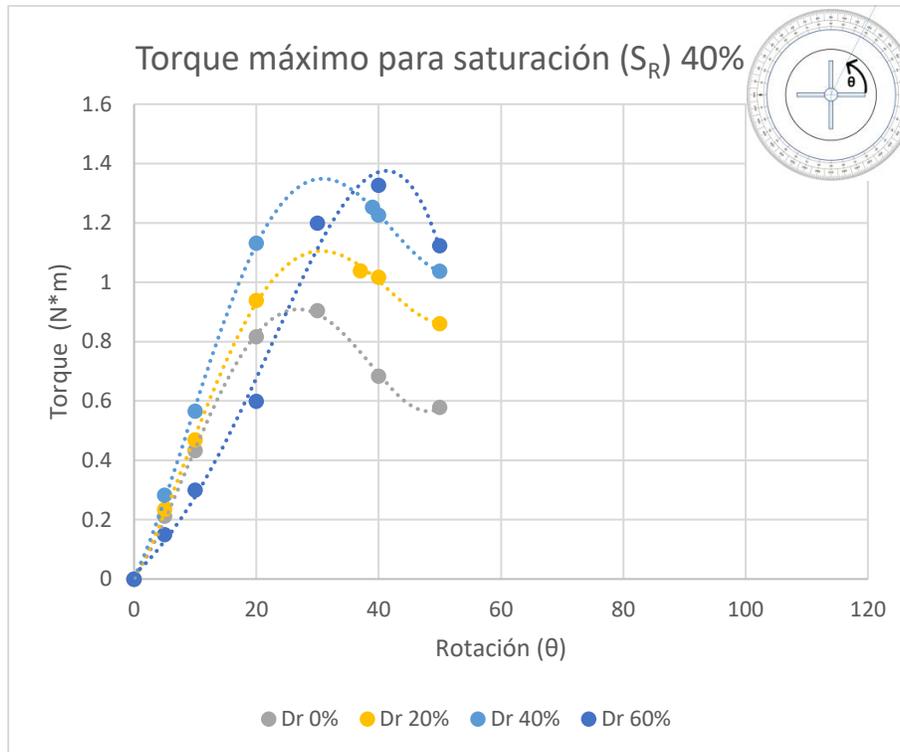
La muestra posee un grado de saturación del 40%, por lo tanto, antes de ingresar la arena para realizar las pruebas se debe prepara la muestra. A cada densidad relativa se le debe incorporar un porcentaje de humedad distinto, como se ve en la Ilustración 4-10.



Ilustración 4-10 Homogeneización del suelo arenoso (Propia, 2020)

Tabla 4-3 Resistencia al corte no perturbado $S_R = 40\%$

Fase 2 $S_R = 40\%$								
D_r (%)	densidad (g/cm^3)	Volumen (cm^3)	Masa (Kg)	Humedad (%)	Ensayo no Perturbado			
					Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento ($N*m$)	$S_{u, Max}$ (kN/m^2)
0	1,335	21576,207	28,812	13,4%	30	0,904	0,904	68,503
20	1,422	21576,207	30,693	10,5%	37	0,863	1,039	78,713
40	1,524	21576,207	32,896	7,7%	39	0,995	1,252	94,900
60	1,642	21576,207	35,440	5,0%	40	1,032	1,327	100,536

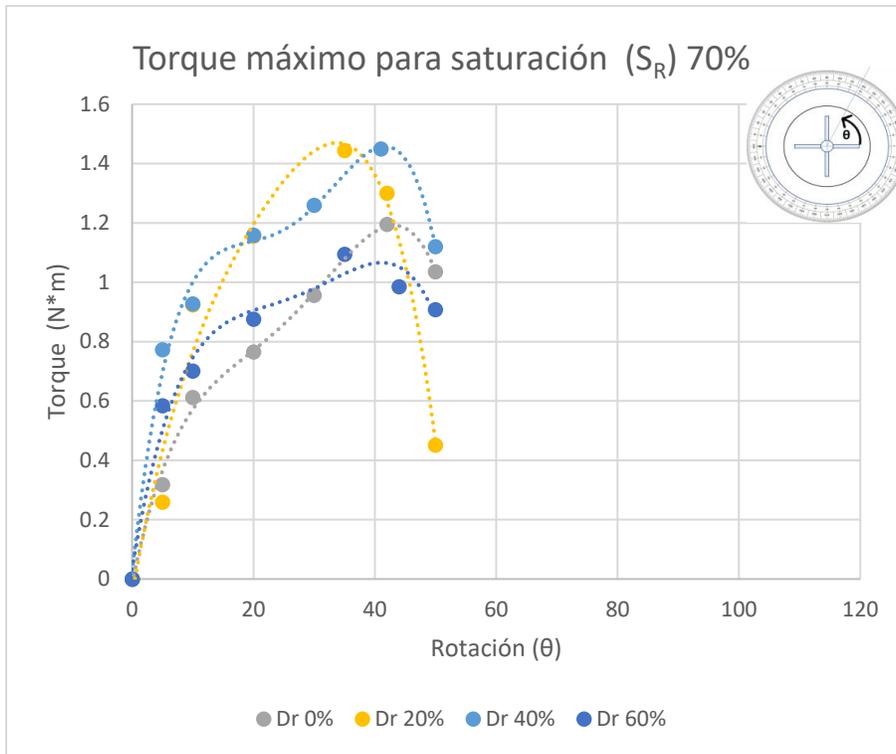


Gráfica 4-5 Torque máximo para saturación (S_R) 40% Arena

- **Fase 3 Grado de saturación 70%**

Tabla 4-4 Resistencia al corte no perturbado $S_R = 70\%$

Fase 3 $S_R = 70\%$								
Dr (%)	densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (Kg)	Humedad (%)	Ensayo no Perturbado			
					Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento (N*m)	$S_{u, Max}$ (kN/m ²)
0	1,335	21576,207	28,812	34,6%	42	0,893	1,195	90,560
20	1,422	21576,207	30,693	26,0%	45	1,021	1,444	109,417
40	1,524	21576,207	32,896	18,3%	41	1,104	1,448	109,770
60	1,642	21576,207	35,440	11,5%	35	0,954	1,094	82,930



Gráfica 4-6 Torque máximo para saturación (S_R) 70% Arena

- **Fase 4 Grado de saturación 100%**

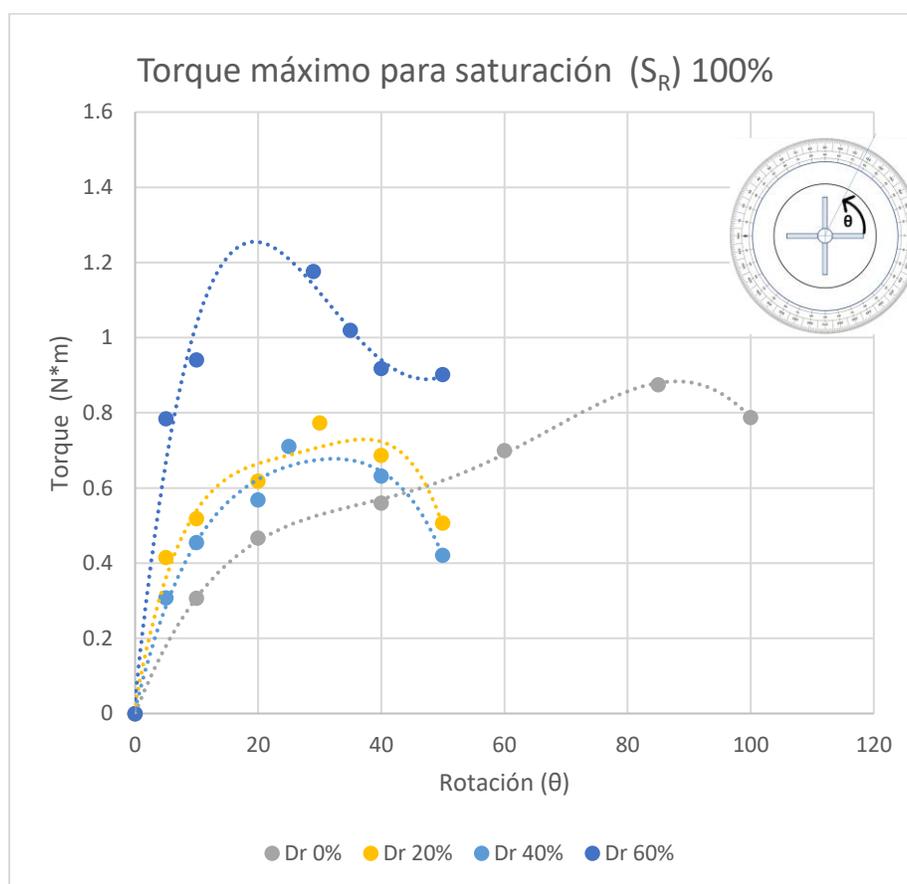
En la última fase se puede dar a conocer que el material se encuentra completamente saturado, por lo tanto, ocurre un fenómeno distinto a las fases anteriores, el material se encuentra compactado, esto provoca que se adhiera a la veleta y entregando valores que puede llegar a diferir de lo esperado.



Ilustración 4-11 Ensayos de veleta con arena $S_R = 100\%$ (Propia, 2020)

Tabla 4-5 Resistencia al corte no perturbado $S_R = 100\%$

Fase 4 $S_R = 100\%$								
D_r (%)	densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (Kg)	Humedad (%)	Ensayo no Perturbado			
					Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento (N*m)	$S_{u, Max}$ (kN/m ²)
0	1,335	21576,207	28,812	93,8%	85	0,439	0,874	66,280
20	1,422	21576,207	30,693	63,7%	30	0,773	0,773	58,576
40	1,524	21576,207	32,896	41,2%	25	0,841	0,711	53,866
60	1,642	21576,207	35,440	24,2%	29	1,213	1,176	89,126



Gráfica 4-7 Torque máximo para saturación (S_R) 100% Arena

4.2.2 Resistencia al corte en arena perturbada ($S_{u, Residual}$)

La resistencia al corte en suelo remodelado, como también se conoce, corresponde a aquella muestra cuya estructura interna ha sido alterada por manipulación durante el proceso. En este

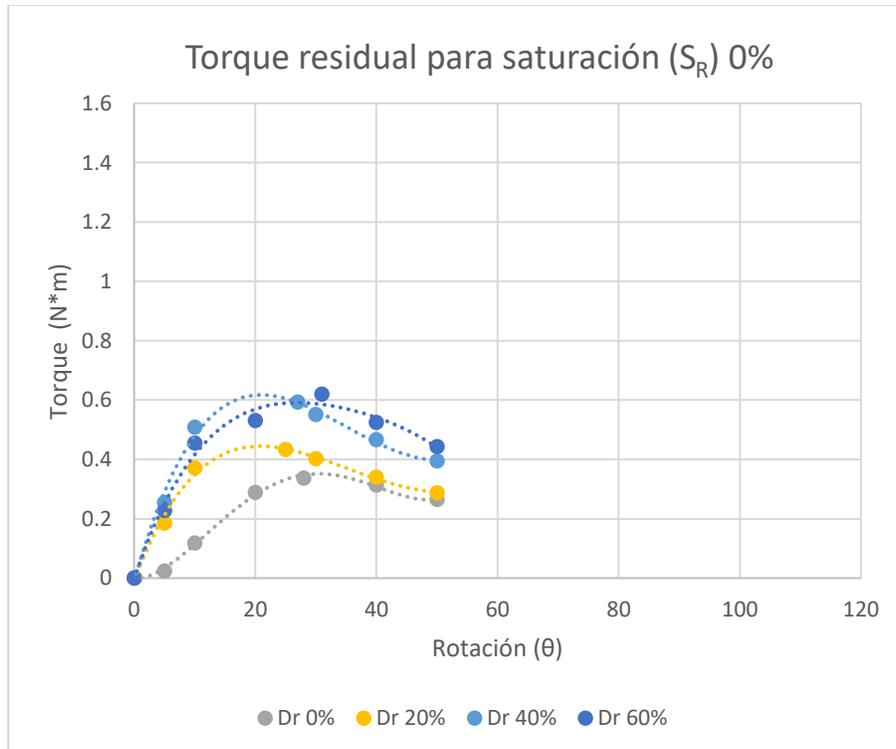
caso, al provocar la falla del suelo, lo que se realizó es girar la veleta sobre su propio eje, procurando mantener su verticalidad, 10 veces como mínimo.

Una vez realizado aquel proceso, se vuelve a girar la veleta bajo los parámetros conocidos (0,1 °/s) obteniendo la resistencia al corte en suelo perturbado, siendo comparado con los resultados obtenidos en la anterior sección.

- **Fase 1 Grado de saturación 0%**

Tabla 4-6 Resistencia al corte perturbado $S_R = 0\%$

Fase 1 $S_R = 0\%$								
D_r (%)	densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (Kg)	Humedad (%)	Ensayo Perturbado			
					Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento (N*m)	$S_{u, Residual}$ (kN/m ²)
0	1,335	21576,207	28,812	0%	28	0,359	0,337	25,54
20	1,422	21576,207	30,693	0%	25	0,512	0,432	32,79
40	1,524	21576,207	32,896	0%	27	0,653	0,593	44,93
60	1,642	21576,207	35,440	0%	31	0,601	0,619	46,91

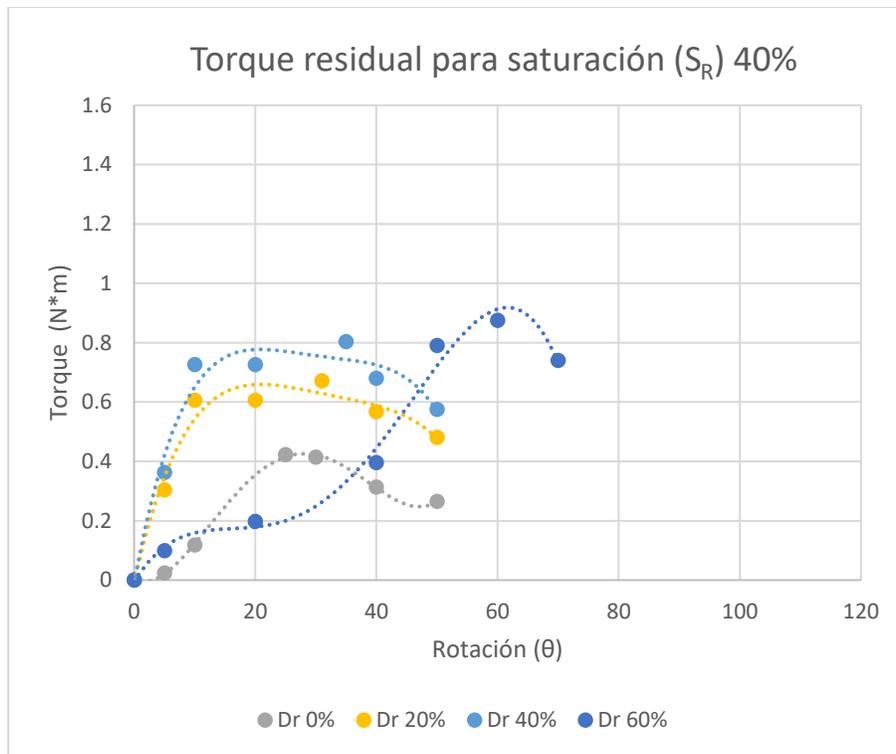


Gráfica 4-8 Torque residual para saturación (S_R) 0% Arena

- Fase 2 Grado de saturación 40%

Tabla 4-7 Resistencia al corte perturbado $S_R = 40\%$

Fase 2 $S_R = 40\%$								
D_r (%)	densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (Kg)	Humedad (%)	Ensayo Perturbado			
					Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento (N*m)	$S_{u, Residual}$ (kN/m ²)
0	1,335	21576,207	28,812	13,4%	25	0,5	0,422	32,025
20	1,422	21576,207	30,693	10,5%	31	0,651	0,670	50,815
40	1,524	21576,207	32,896	7,7%	35	0,7	0,803	60,850
60	1,642	21576,207	35,440	5,0%	60	0,505	0,874	66,282

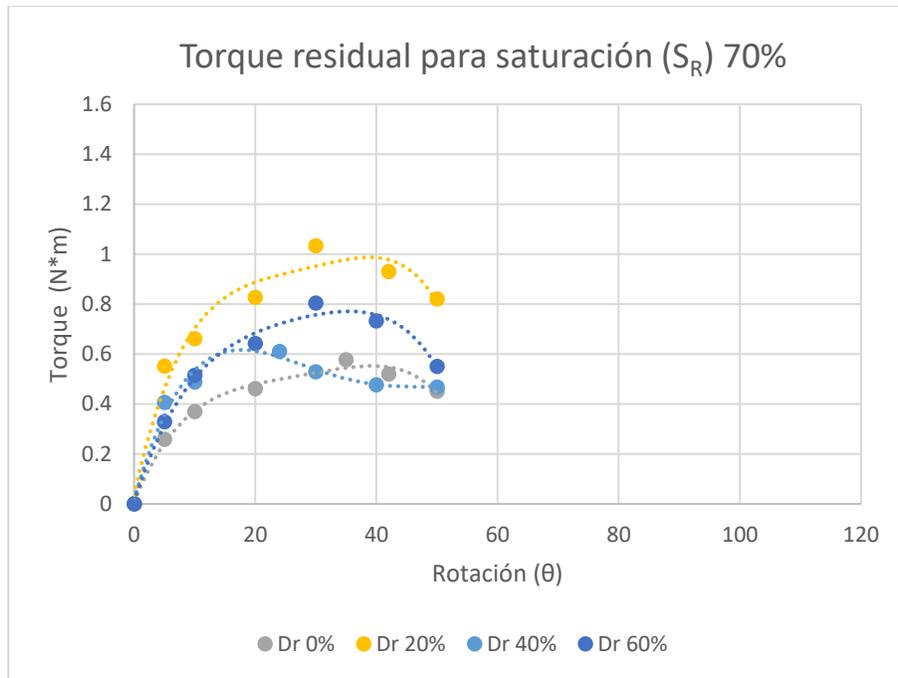


Gráfica 4-9 Torque residual para saturación (S_R) 40% Arena

- Fase 3 Grado de saturación 70%

Tabla 4-8 Resistencia al corte perturbado $S_R = 70\%$

Fase 3 $S_R = 70\%$								
D_r (%)	densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (Kg)	Humedad (%)	Ensayo Perturbado			
					Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento (N*m)	$S_{u, Residual}$ (kN/m ²)
0	1,335	21576,207	28,812	34,6%	35	0,503	0,577	43,725
20	1,422	21576,207	30,693	26,0%	30	1,033	1,033	78,279
40	1,524	21576,207	32,896	18,3%	24	0,75	0,610	46,232
60	1,642	21576,207	35,440	11,5%	30	0,803	0,803	60,850

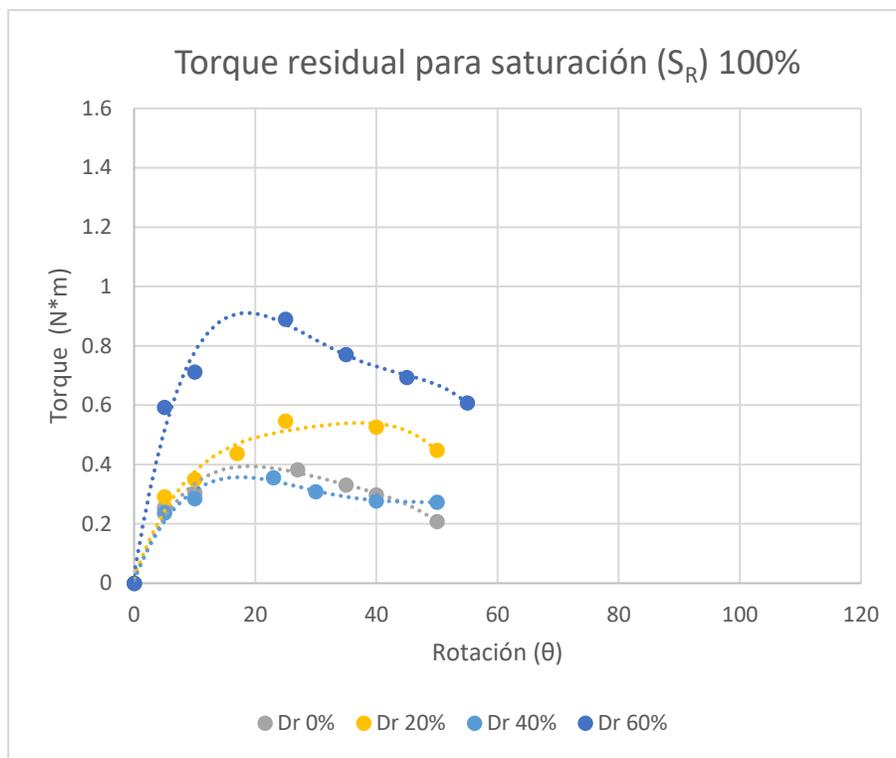


Gráfica 4-10 Torque residual para saturación (S_R) 70% Arena

- **Fase 4 Grado de saturación 100%**

Tabla 4-9 Resistencia al corte perturbado $S_R = 100\%$

Fase 4 $S_R = 100\%$								
D_r (%)	densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (Kg)	Humedad (%)	Ensayo Perturbado			
					Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento (N*m)	$S_{u, Residual}$ (kN/m ²)
0	1,335	21576,207	28,812	93,8%	27	0,421	0,382	28,967
20	1,422	21576,207	30,693	63,7%	25	0,647	0,547	41,440
40	1,524	21576,207	32,896	41,2%	23	0,455	0,355	26,944
60	1,642	21576,207	35,440	24,2%	25	1,052	0,889	67,381

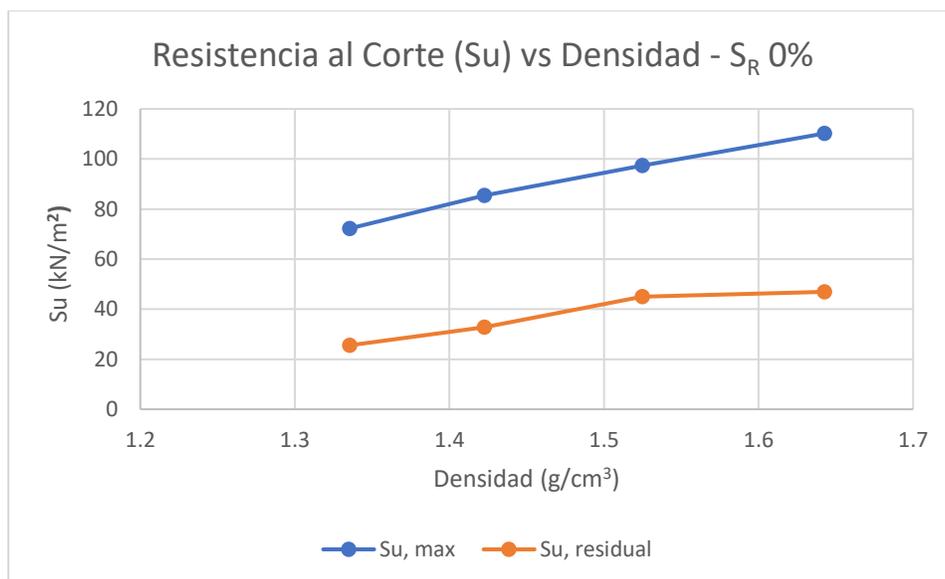


Gráfica 4-11 Torque residual para saturación (S_R) 100% Arena

La resistencia al corte no drenado de una arena debe ser la misma independiente de la forma de falla del suelo. Sin embargo, si se recogen dos muestras de una determinada arena a una misma humedad y las ensayamos usando diferentes equipos y condiciones, se notará que esta varía (Bowles, 1997).

En los ensayos realizados en esta investigación existieron variaciones entre la resistencia al corte sin drenar para diferentes combinaciones de densidad- humedad, como se indica a continuación. Los factores que controlan el ensayo de la veleta han sido objeto de estudio de diversos investigadores en el mundo. El tiempo de inserción de la veleta en el suelo, el tiempo en comenzar a ensayar luego de insertarla, la relación geométrica H/D, las condiciones de drenaje y la velocidad angular con que se gira la veleta, son algunos de los factores que controlan las mediciones.

En este trabajo se realizaron pruebas bajo condiciones controladas para estudiar la variación de las resistencias al corte medidas con la veleta manual al utilizarlo en arena, limos y muestras del embalse de relave.

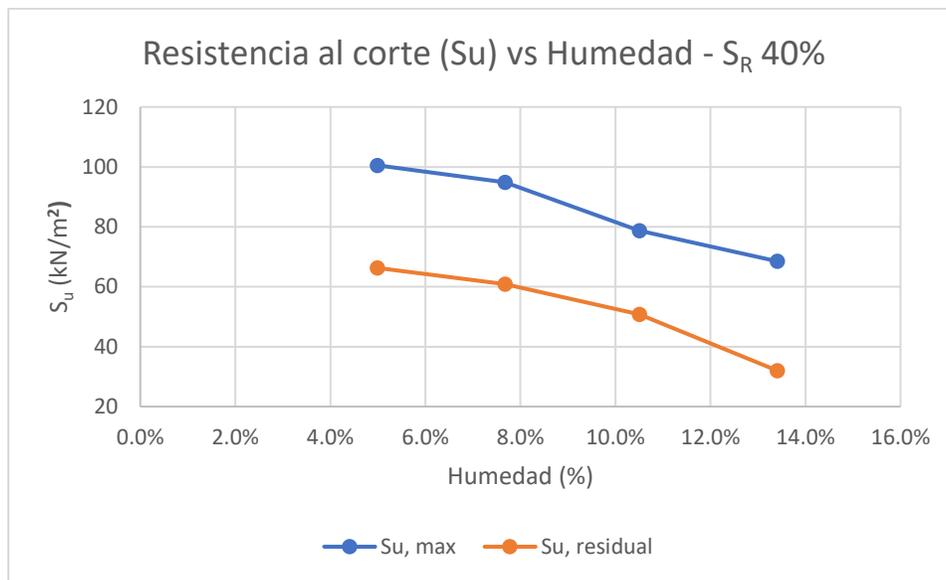


Gráfica 4-12 Variación de la resistencia al corte no drenado máximo y residual vs densidad, S_R 0% para arena

Dado que en la primera prueba se ensayó con un grado de saturación del 0%, quiere decir que no existió variaciones humedad, por lo tanto, en la Gráfica 4-12 se observa la resistencia al corte no drenado máximo y residual frente a distintas densidades. Se puede notar que $S_{u, \text{máximo}}$ es superior a $S_{u, \text{residual}}$ de manera constante en cada densidad que fue analizada, además se aprecia la relación directa que existe entre la densidad con las propiedades mecánicas (a mayor densidad, mayor resistencia).

Este gráfico es aquel que entrega los mayores valores de $S_{u, \text{máximo}}$ ($70 - 110 \text{ kN/m}^2$), esto se debe principalmente al nulo grado de saturación, ya que, al encontrarse en ausencia de agua, no existe desarrollo de presiones de poros.

En la Gráfica 4-13 se aprecia la resistencia al corte no drenado máximo y residual frente al porcentaje de humedad para la arena con un grado de saturación del 40% y distintas densidades relativas (0, 20, 40 y 60%). El principal detalle que se nota en esta gráfica es que a medida aumenta el porcentaje de humedad, disminuye la resistencia al corte no drenado, manteniendo una diferencia (máximo y residual) constante en cada ensayo.

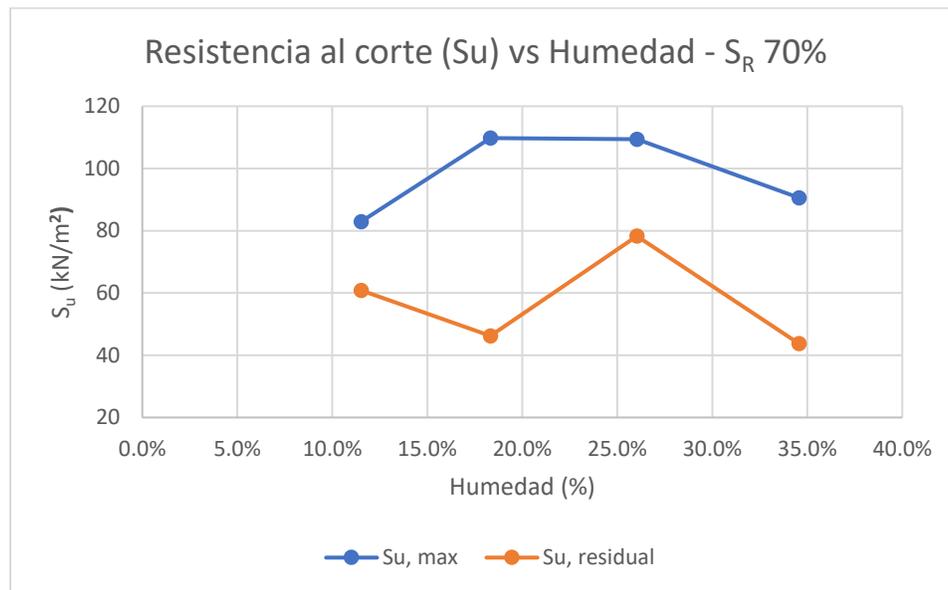


Gráfica 4-13 Variación de la resistencia al corte no drenado máximo y residual vs humedad, S_R 40% para arena

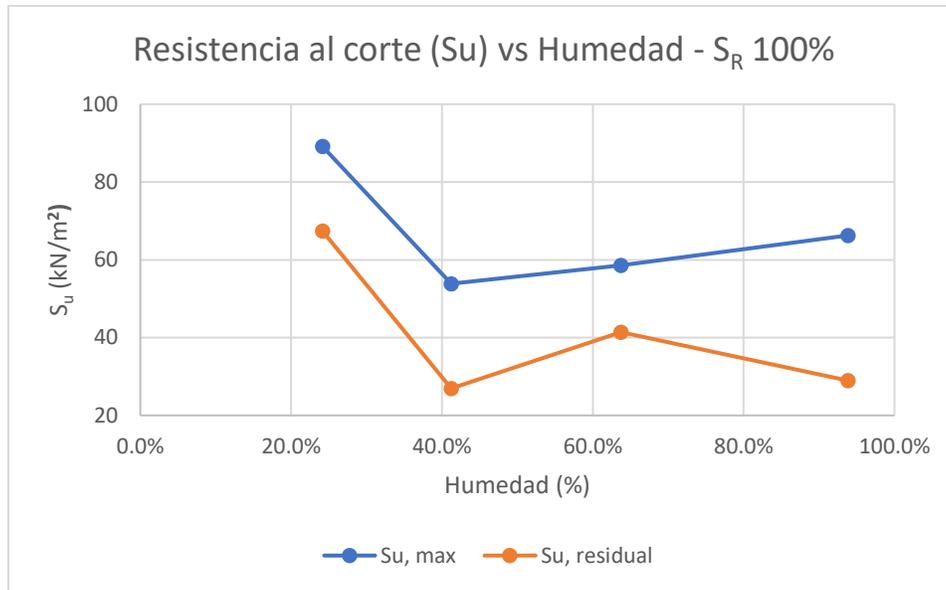
En la Gráfica 4-14 se aprecia la resistencia al corte no drenado máximo y residual frente al porcentaje de humedad para la arena con un grado de saturación del 70% y distintas densidades relativas (0, 20, 40 y 60%). A partir de esta cantidad de saturación en la arena, las resistencias ascienden en vez de disminuir a medida que aumenta la humedad. Mientras que $S_{u, \text{Max}}$ entre la segunda y tercera prueba disminuye levemente, $S_{u, \text{residual}}$ en estas mismas pruebas, el valor asciende un 30%. Esto se debe al porcentaje de saturación al cual está sometido el suelo, el cual tiende a compactarse y adherirse a las paletas de la veleta provocando que se deba ejercer una mayor fuerza de rotación.

En la mayor cantidad de las gráficas presentadas en esta sección se aprecia que la resistencia al corte no drenado aumento a medida que la humedad natural del suelo disminuye. Esto es uno de los factores importantes de la resistencia al corte no drenado (ASTM, 2001).

Es importante destacar que la resistencia al corte no drenado obtenida con este equipo puede tener algo de disipación del exceso de poros por las aberturas de las hojas de la veleta durante cada ensayo, visualizado en Ilustración 4-11 Ensayos de veleta con arena $S_R = 100\%$ (Propia, 2020).



Gráfica 4-14 Variación de la resistencia al corte no drenado máximo y residual vs humedad, S_R 70% para arena



Gráfica 4-15 Variación de la resistencia al corte no drenado máxima y residual vs humedad, S_R 100% para arena

4.3 Resistencia al corte en limos

- **Clasificación por granulometría**

Se presenta la curva granulométrica del limo (ver Gráfica 4-19) donde se observa que este material está constituido por 100% de fino, con lo cual clasifica de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) como un limo. Se obtuvieron 48 kilogramos que fueron extraídos previamente por personal mina de un relave antiguo proveniente de mina Chépica y actualmente se encontraba almacenado en una bodega. Este material clasifica como limo de baja plasticidad (ML). La Tabla 7-5 Análisis granulométrico material fino proveniente de antiguo relave se encuentra en el anexo descrito.

Se realizaron los procedimientos al igual que en el apartado anterior para obtener densidad mínima, densidad máxima y densidad relativa. Ver el anexo 7.2.

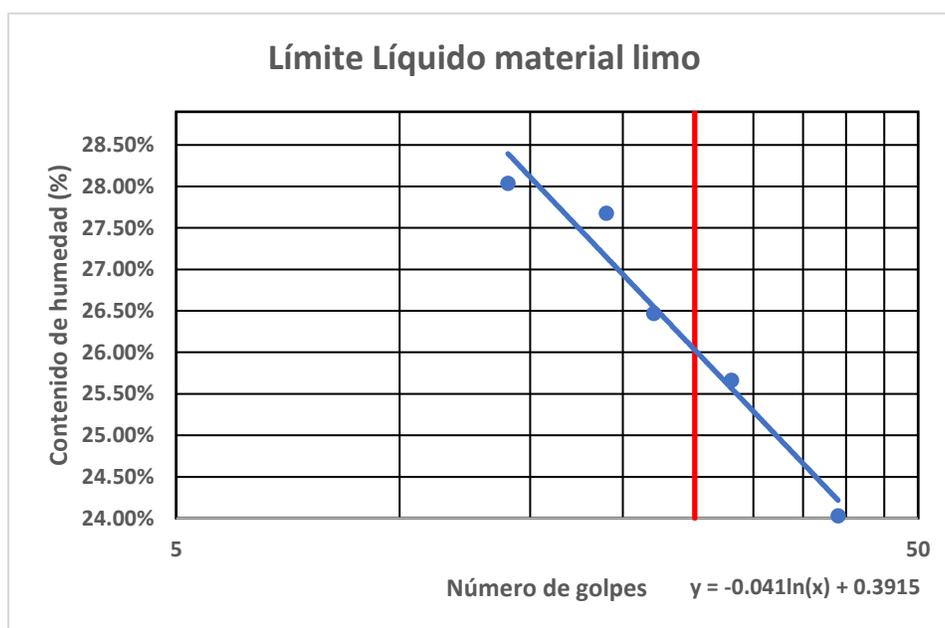
- **Límites de Atterberg**

Se realizó el ensayo de límites de Atterberg para el material proveniente del antiguo relave, siguiendo el procedimiento según la norma descrita en el capítulo 2.3. El material fue tamizado bajo la malla ASTM N°40 y sobresaturado con agua antes de realizar el ensayo para acondicionar la muestra. Cabe mencionar que las pruebas de límites fueron ratificadas por la

académica Cristina Cereceda, encargada del laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil de Minas. Para el material proveniente de antiguo relave, se obtuvo la gráfica a continuación.

Tabla 4-10 Propiedades de plasticidad limo

Material	L.L	L.P	I.P
Limo	26%	24%	2%



Gráfica 4-16 Límite líquido material limo

Según la gráfica de plasticidad de *USCS* (*ASTM D4318*) el material corresponde preliminarmente como un suelo limoso de baja plasticidad. Los datos de la gráfica y tabla descrita se encuentran con mayor detalle en el anexo.

4.3.1 Resistencia al corte en limos no perturbados ($S_{u, Max}$)

- **Grado de saturación y humedad**

A diferencia de las pruebas realizadas con el material arenoso, en esta oportunidad se presenta una sola fase. Se proporciona una saturación y densidad relativa específicas las cuales se encuentran con más detalle en el anexo 7.2. Para las 4 pruebas posteriores se utilizó la

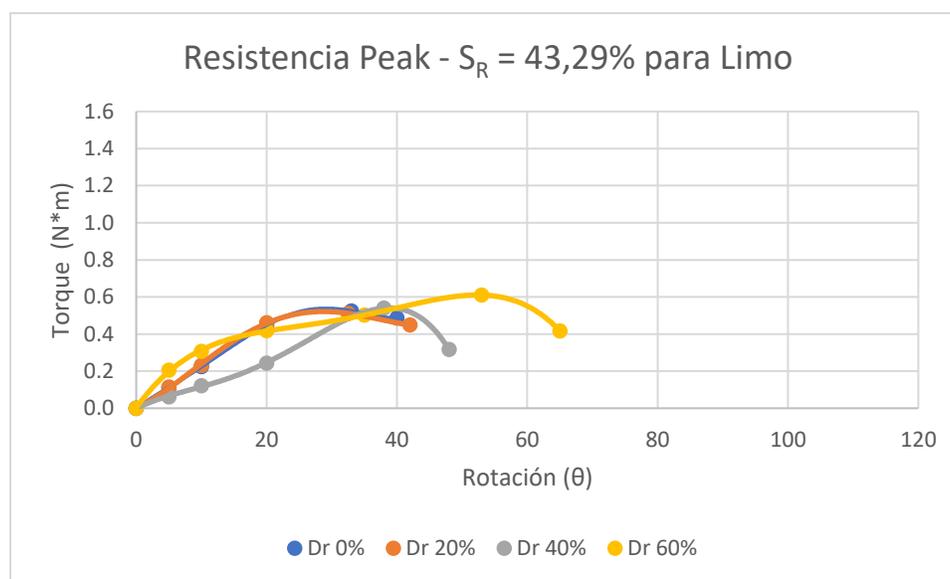
humedad obtenida en terreno del relave actual y sirvió de referencia para el material limo, la cual tiene humedad (ω) 10,2%. Gracias a capítulo 2.2.4 se obtiene el grado de saturación (S_R) de 43,29%.

Tabla 4-11 Resistencia al corte $S_{u, Max}$ en limos

Material Fino proveniente de antiguo relave $S_R = 43,29\%$						
densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (Kg)	Ensayo no Perturbado			
			Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento (N*m)	$S_{u, Max}$ (kN/m ²)
1,46	21576,207	31,604	33	0,481	0,524	39,704
1,52	21576,207	32,868	32,5	0,475	0,510	38,680
1,61	21576,207	34,718	38	0,439	0,540	40,962
1,66	21576,207	35,724	53	0,382	0,610	46,237

- **Resistencia Peak**

Registrando la fuerza y rotación en cada movimiento que avanza la veleta se obtiene el torque y torque *peak* donde precisamente falla el material en el ángulo de rotación. A continuación, se presentan la gráfica con los valores obtenidos correspondiente a una saturación del 43,29 % y cuatro densidades relativa (0, 20, 40 y 60%).



Gráfica 4-17 Torque Peak para saturación (S_R) 43,29% Limo

El modo de falla del material se observa en la Ilustración 4-12 mediante una serie de fotografías tomadas antes de la inserción de la paleta en la muestra de limo, después de la inserción y en varios ángulos de rotación de la veleta durante el agrietamiento del material. La primera sección (a) muestra la veleta colocada sobre la muestra, en la siguiente sección (b) se presenta una rotación de 10° y se utilizó un filtro en escala de grises para obtener una mayor visualización del efecto que causó la veleta sobre el material, ligeramente se aprecia una fractura en el material, no obstante, con los resultados obtenidos anteriormente, solo antecede al torque *peak*. En este punto, todavía no hay signos de inicio de la movilidad por corte, lo mismo ocurre para los valores de rotación más bajos.

En la sección (c), que corresponde a una rotación de 20° , se puede apreciar la trayectoria circular detrás de cada una de las paletas, que están girando en el sentido contrario de las agujas del reloj. Esto indica una ligera separación (agrietamiento total) del material detrás de las paletas de la veleta. Es aquí donde el área se extiende por toda la zona cortada y muestra claramente que se ha desarrollado una superficie de falla circular definida por los extremos de las paletas. La rotura queda completamente definida cuando la rotación alcanza los 53° (d). Estos resultados sugieren que la falla se desarrolla cerca de los bordes de las paletas y al mismo tiempo apareció una gran zona de suelo muy alterado. Esto muestra que la resistencia al corte medida por la veleta puede subestimar el valor real debido a la perturbación y el desarrollo de las presiones de poro generadas por la inserción de la veleta.

4.3.2 Resistencia al corte en limos perturbados ($S_{u, \text{Residual}}$)

- **Grado de saturación y humedad**

La resistencia al corte residual corresponde a aquella muestra cuya estructura interna ha sido alterada por manipulación durante el proceso. En este caso, al provocar la falla del suelo, se procede a girar la veleta sobre su propio eje, procurando mantener su verticalidad, 10 veces en total. Dado que se utilizó el mismo material (limo), tanto para el $S_{u, \text{Max}}$ como el $S_{u, \text{Residual}}$, los valores de saturación y humedad no variaron.

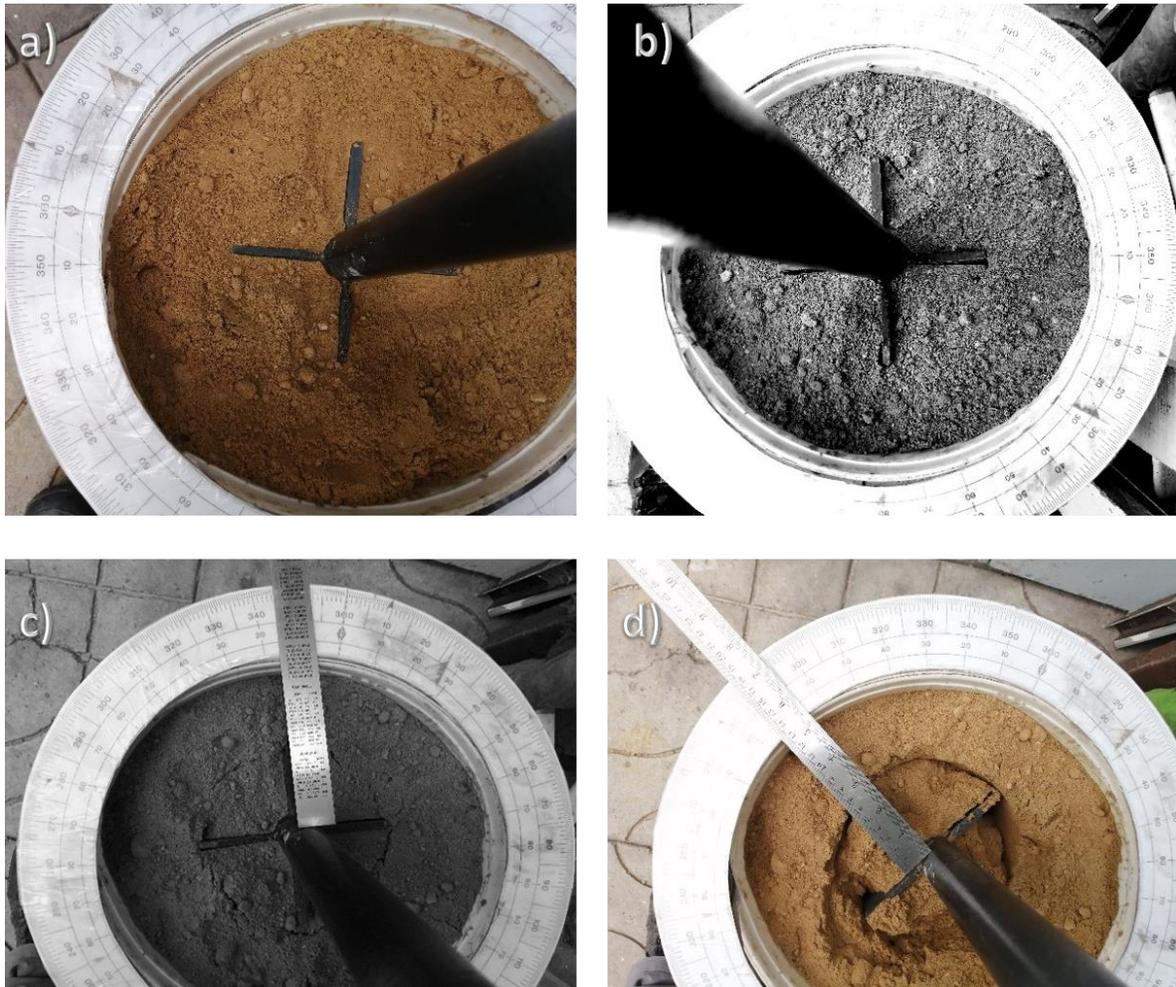
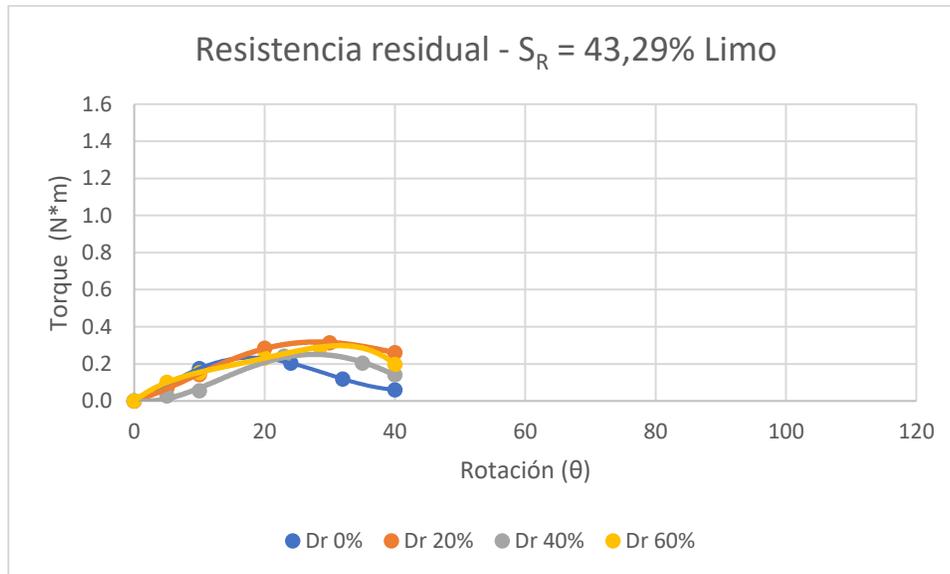


Ilustración 4-12 Secuencia de ruptura de material y obtención del torque máximo en limos (Propia, 2020)

Tabla 4-12 Resistencia al corte $S_{u, Residual}$ en limos

Material Fino proveniente de antiguo relave $S_R = 43,29\%$						
densidad (g/cm^3)	Volumen (cm^3)	Masa (Kg)	Ensayo Perturbado			
			Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento ($N*m$)	$S_{u, Residual}$ (kN/m^2)
1,46	21576,207	31,604	24	0,251	0,204	15,47
1,52	21576,207	32,868	30	0,315	0,315	23,87
1,61	21576,207	34,718	23	0,309	0,241	18,30
1,66	21576,207	35,724	28,5	0,304	0,290	21,98



Gráfica 4-18 Torque residual para saturación (S_R) 43,29% Limo

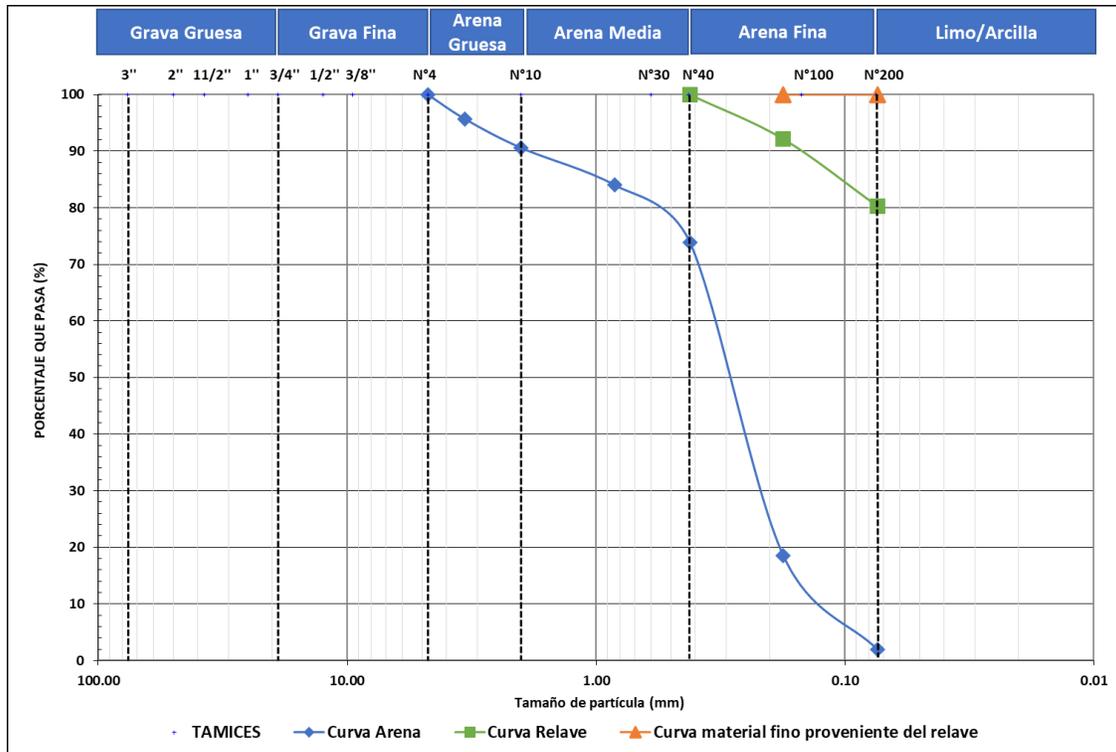
4.4 Resistencia al corte en relaves convencionales

- **Clasificación por granulometría**

Se presenta la curva granulométrica del relave (ver Gráfica 4-19), donde se observa que este material está constituido por 80,3 % de fino y 19,7% material que se encuentra por debajo de la malla #40 y sobre la malla #200, con lo cual clasifica de acuerdo al USCS como limo de baja plasticidad (ML). Se obtuvieron 85,41 kilogramos que fueron tomados directamente del relave de mina Chépica, específicamente a 6,4 metros del coronamiento del relave. Con estas muestras se realizaron los ensayos en el hogar.

Se realizaron pruebas de $S_{u, \max}$ y $S_{u, \text{residual}}$ en el relave, no obstante, no se contaba con un sistema de anclaje para la pesa de resorte y registrar la fuerza necesaria a fin de obtener el torque *peak* y residual.

Se presenta a continuación la granulometría global donde se encuentran las tres muestras ensayadas en esta memoria.



Gráfica 4-19 Granulometría global

- **Densidades**

Se realizaron los procedimientos al igual que en el capítulo anterior de densidades mínimas y máximas. En el anexo 7.3 se encuentran los valores correspondientes.

Tabla 4-13 Densidades del depósito de relave

Determinación de densidades	
Densidad seca mínima promedio (g/cm^3) en <i>home lab</i>	1,224
Densidad seca máxima promedio (g/cm^3) en <i>home lab</i>	1,775
Densidad (g/cm^3)	1,498

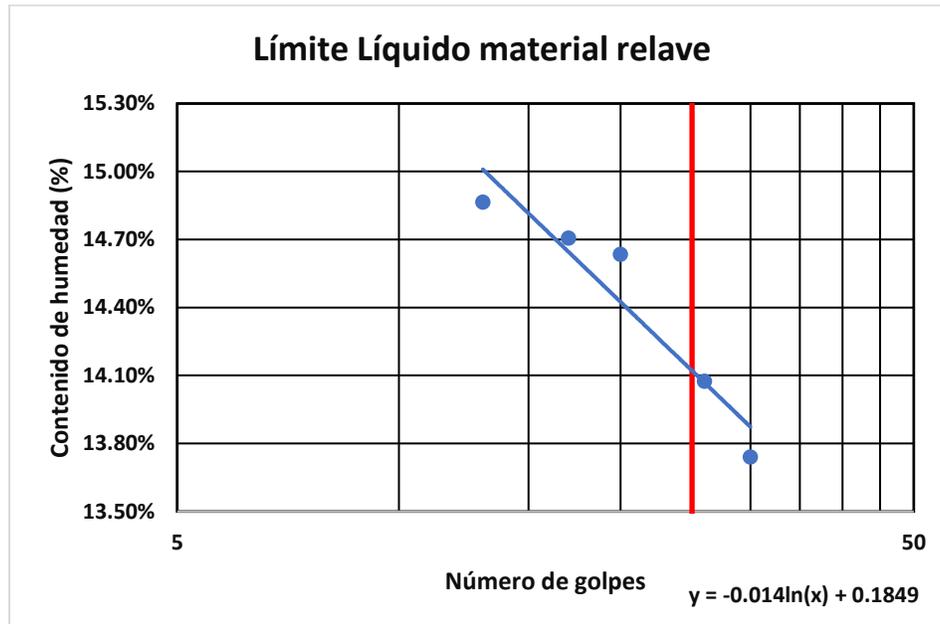
- **Límites de Atterberg**

Se realizó el ensayo de límites de Atterberg para el material proveniente del relave, siguiendo el procedimiento según la norma descrita en el capítulo 2.3.

Según la gráfica de plasticidad *USCS* (*ASTM D4318*) el material corresponde preliminarmente como un suelo limoso de baja plasticidad. Los datos de la gráfica y posterior tabla se encuentran en el anexo 7.3.

Tabla 4-14 Propiedades de plasticidad del relave

Material	L.L.	L.P	I.P
Limo	14,0 %	11,8 %	2,2 %



Gráfica 4-20 Límite líquido material relave

Con estos valores obtenidos se concluye que tanto el material de limo como el relave poseen una baja plasticidad, provocando que ambos sean clasificados limos de baja plasticidad o ML.

4.4.1 Resistencia al corte en material no perturbado (S_u, Max)

- **Grado de saturación y humedad**

Previo a la realización de las cuatro pruebas de resistencia al corte máximo, se propuso obtener la humedad que posee el relave mediante la extracción de una pequeña muestra, la cual fue secada y pesada, con el fin de obtener una representación de la humedad que posteriormente fue utilizada en ambos materiales analizados en esta memoria (limo y relave). Con ello, se pudo obtener el grado de saturación (S_R) del relave que alcanzo un valor de 31,61%. En la siguiente tabla se aprecian los datos obtenidos en terreno y posteriores ensayos

que se produjeron en el hogar del memorista para conseguir su humedad. Cabe mencionar que la humedad que se alcanzó en el relave fue replicada en el segundo material muestreado, nos referimos al material de antiguo relave cuya finalidad fue de compararlos más adelante.

Tabla 4-15 Obtención de humedad de relave en terreno

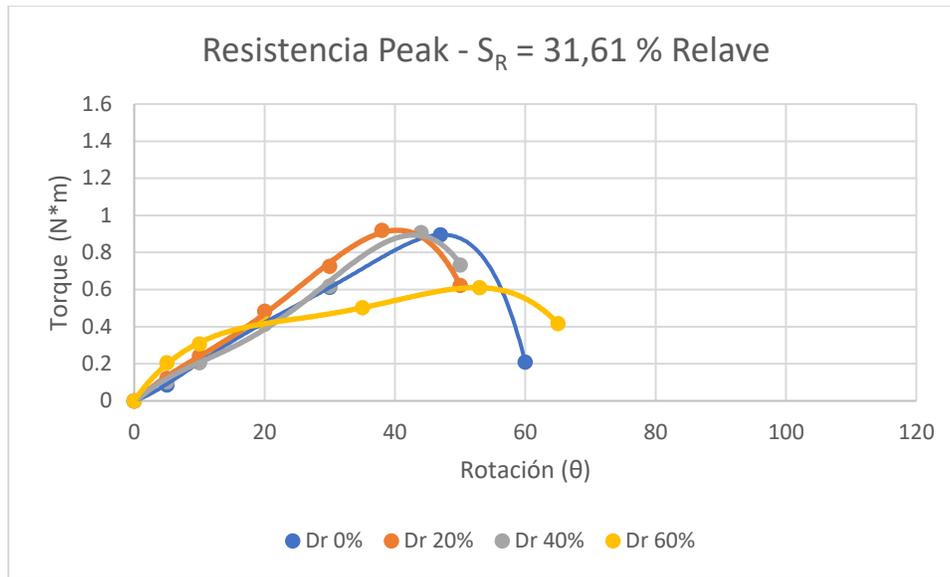
Humedad de relave	
Peso recipiente (g)	8,4
Peso (recipiente + agua) (g)	36,5
Peso agua (g)	28,1
Volumen (cm ³)	28,06
Peso (recipiente + húmedo) (g)	54,72
Peso (recipiente + seco) (g)	50,42
Peso suelo (g)	42,02
Densidad (g/cm ³)	1,498
Humedad (%)	10,23%

Tabla 4-16 Resistencia al corte $S_{u, Max}$ en relave

Material relave $S_R = 31,61\%$						
densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (Kg)	Ensayo no Perturbado			
			Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento (N*m)	$S_{u, Max}$ (kN/m ²)
1,46	21576,207	31,604	47	0,612	0,895	67,835
1,52	21576,207	32,868	38	0,746	0,9188	69,608
1,61	21576,207	34,718	44	0,653	0,907	68,748
1,66	21576,207	35,724	57,5	0,559	0,943	71,452

- **Resistencia *Peak***

Registrando visualmente la fuerza y rotación en cada movimiento que avanza la veleta se obtiene el torque en cada ángulo para luego analizar donde precisamente falla el material y se obtiene el torque *peak*. Utilizando la tabla que se menciona anteriormente, en la casilla de rotación (°) se aprecia el torque *peak* asociado a cada una de los cuatro ensayos, variando entre ellas, la densidad relativa (0%, 20%, 40%, 60% respectivamente).



Gráfica 4-21 Torque peak para saturación (S_R) 31,61% Relave

4.4.2 Resistencia al corte en material perturbado ($S_{u, Residual}$)

- **Grado de saturación y humedad**

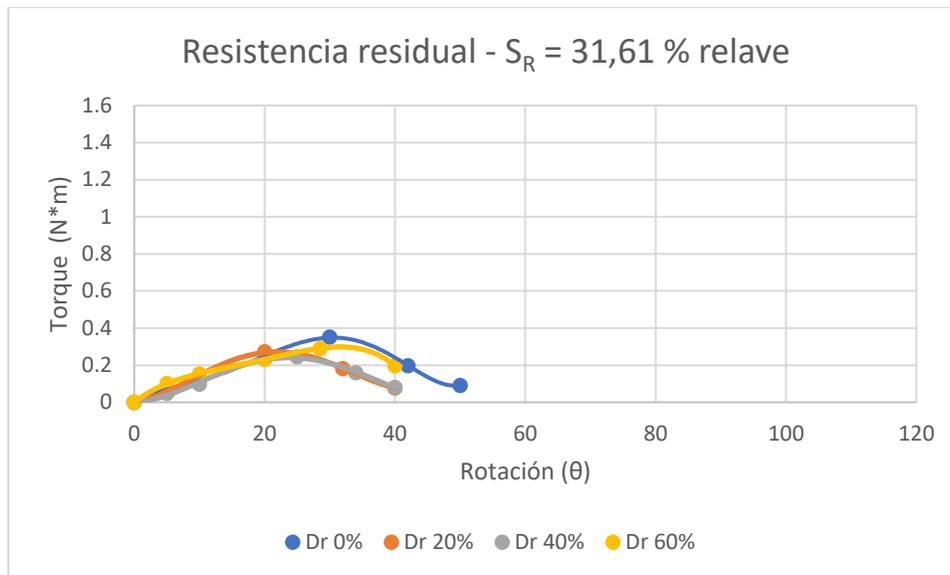
Tabla 4-17 Resistencia al corte $S_{u, Residual}$ en relave

Material relave $S_R = 31,61\%$						
densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (Kg)	Ensayo Perturbado			
			Rotación (°)	Fuerza (Kg)	Momento (N*m)	$S_{u, Residual}$ (kN/m ²)
1,46	21576,207	31,604	30	0,351	0,351	26,60
1,52	21576,207	32,868	20	0,398	0,272	20,63
1,61	21576,207	34,718	25	0,29	0,245	18,57
1,66	21576,207	35,724	30	0,265	0,265	20,08

- **Resistencia Residual**

Según la norma internacional *ASTM D 2573* se realizan dos pruebas de corte en la misma ubicación, una para obtener la $S_{u, Max}$, y otra para conseguir $S_{u, Residual}$ en el mismo material después de la ruptura de la estructura a lo largo de la superficie de la veleta. El termino se ha denominado de diversas formas resistencia remodelada, residual o última.

En ambas pruebas de obtención de torque *peak* se utilizaron normalmente una velocidad de rotación de paletas de 6 °/min. Esta variación que se observa entre las cuatro pruebas se debe a la reducción del esfuerzo aplicado por parte del material a cada paleta de la veleta. Otro punto importante de mencionar es la obtención del torque (N*m) que en esta memoria es a través de la Ecuación 4-1, donde la fuerza ejercida (en kg) y el brazo del mango de la veleta repercuten el valor final.

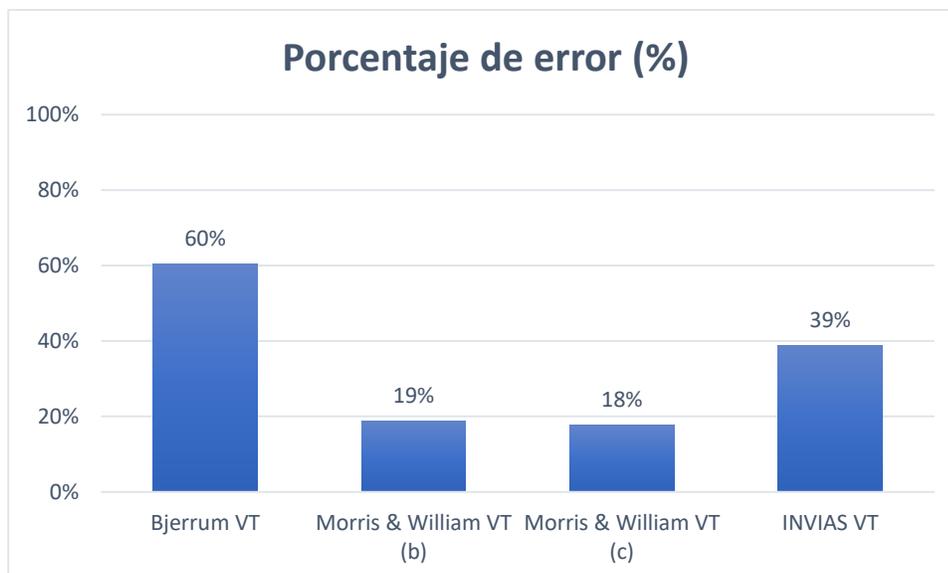


Gráfica 4-22 Torque residual para saturación (S_R) 31,61% Relave

4.5 Factor de corrección (*Bjerrum*)

Es muy importante que la resistencia medida de la veleta se corrija antes de su uso en análisis de estabilidad que involucren suelos de arcilla y limos. Por ello se utilizó el factor de corrección de *Bjerrum*, debido a las condiciones de baja plasticidad que posee, no obstante, se debe aclarar que dicho método es aquel que posee mayor porcentaje de error (Quintero, 2018), por lo tanto se debe tener en consideración al momento de analizar la estabilidad física con los parámetros obtenidos.

Al apreciar en la Tabla 4-18, se comprueba que el factor de corrección de *Bjerrum* amplifica la resistencia al corte en 50% para el relave, así como también al material fino proveniente de antiguo relave.



Gráfica 4-23 Comparación porcentaje de error S_u (corregido)

Tabla 4-18 Factor de corrección (Bjerrum) para materiales

	Arena	Material Fino proveniente de antiguo relave	Relave
I.P (%)	N/A	1,983	2,158
λ (Bjerrum)	N/A	1,54	1,52

Tabla 4-19 Resistencia al corte no drenado para material fino

Material Fino proveniente del relave Saturación S_R : 43,29%	
$S_{u, \max}$ (corregido) (kN/m ²)	$S_{u, \text{residual}}$ (corregido) (kN/m ²)
61,123	23,82
59,547	36,75
63,060	28,17
71,181	33,84

Tabla 4-20 Resistencia al corte no drenado para relave

Relave Saturación S_R : 31,61%	
$S_{u, \max}$ (corregido) (kN/m ²)	$S_{u, \text{residual}}$ (corregido) (kN/m ²)
103,080	40,42
105,773	31,35
104,467	28,23
108,577	30,51

4.6 Comparación global de arena, fino y relave

Es necesario que $S_{u, \text{Max}}$ (corregido) y $S_{u, \text{Residual}}$ (corregido) sean comparados tomando como base que poseemos tres muestras (arena, fino y relave) con grados de saturación y densidades diferentes.

Primero, se analizó $S_{u, \text{Max}}$ (corregido) del material fino proveniente de antiguo relave con la muestra de relave que se consiguió en terreno y la arena en sus cuatro grados de saturación, variando sus densidades relativas (D_r 0, 20, 40, 60). Se escogió aquellas D_r ya que en el capítulo d) se confirma que el valor de la densidad en terreno del relave es igual a 1,498 g/cm³ y ambas muestras cuentan con dicho valor entre D_r igual 0% y D_r igual a 60%. El grado de saturación que se analizó en la arena fue de 0, 40, 70 y 100% respectivamente. Mientras que el relave tiene un grado de saturación igual a 31,61%, el material fino se queda en 43,29%.

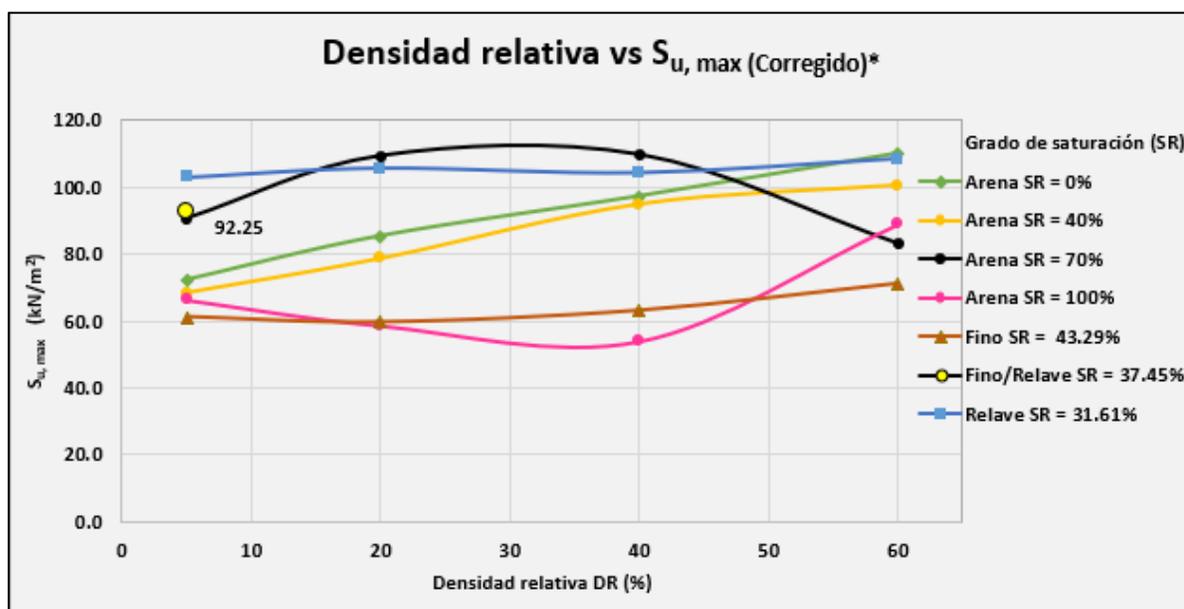
- **Densidad relativa vs $S_{u, \text{Max}}$**

Al analizar la Gráfica 4-24 se aprecia que en la primera densidad relativa (0%) se concentran 2 grupos:

El primero de ellos corresponde al material fino proveniente de antiguo relave el cual tiene una resistencia al corte máximo igual a $S_{u, \text{Max}}$ 59,5 (kN/m²), de las 6 pruebas mencionadas

es aquel quien posee el valor más bajo, esto se debe al alto grado de saturación que tiene, esto provoca que su resistencia disminuya notablemente.

En el segundo grupo se presenta la menor variabilidad entre ensayos, cuatro muestras se encuentran concentradas entre $S_{u, Max}$ 66 y 108 (kN/m^2) aquí estamos en presencia de dos materiales distintos y cada ensayo con saturaciones disímiles. Cabe mencionar el efecto del contenido de humedad en la resistencia, el cual es coherente con las características de los materiales, se visualiza en la gráfica que a mayor humedad se presenta una menor resistencia por parte de los ensayos.

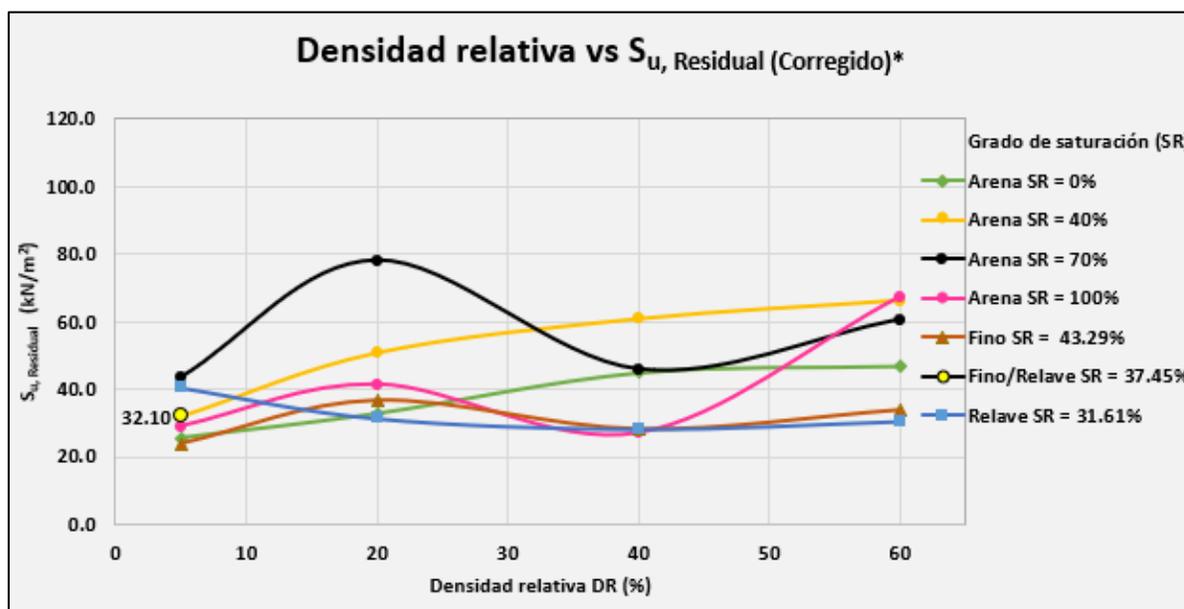


Gráfica 4-24 Comparativa Global de densidad relativa vs $S_{u, Max}$ (corregido)

Finalmente se analizó el ensayo de arena con saturación equivalente a 70% y $S_{u, Max}$ igual a $90 kN/m^2$ y el $S_{u, max}$ (corregido) del relave que arrojó un valor de $103 kN/m^2$, debido a la corrección que se realizó. Se observa que no es coherente con las características del material, dado que se encuentra por encima de valores con saturación inferior. Esto es uno de los factores importantes de la resistencia al corte no drenado, no obstante, en este ensayo carece dicha propiedad debido, probablemente, a la disipación del exceso de poros por las aberturas de las hojas de la veleta durante la inserción y posterior rotación de la veleta.

En las siguientes tres densidades relativas (20, 40, 60) se aprecia una tendencia similar a la D_R anterior. Se aprecia que la mayoría de las muestras aumentan su resistencia a medida que aumenta su densidad relativa, esto se debe ya que, a mayor densidad del cuerpo, más juntos se encuentran los átomos provocando que pesen más y generen mayor resistencia en cada una de las paletas de la veleta.

Es imperativo mencionar la frecuencia en la que oscilan las muestras de arena con mayor saturación, ambas varían según las propiedades geomecánicas que se conocen, si bien al final de la última densidad relativa el ensayo de arena a mayor saturación asciende hasta quedar a valores más estables en comparación de las muestras, sucede de manera similar con la arena con grado de saturación igual 70%, esta vez decrece. En este apartado la arena al ser un suelo granulado suelto y saturado es probable que el proceso en que actúa la fuerza de la veleta sobre la arena tiende a disminuir su volumen, lo cual produce un ascenso en la presión de agua en los poros, provocando que disminuya la tensión de corte.



Gráfica 4-25 Comparativa Global de densidad relativa vs $S_{u, Residual}$ (corregido)

- **Densidad relativa vs $S_{u, Residual}$**

Según la norma se realizan dos pruebas de corte en cada ubicación, una para obtener la $S_{u, Max}$, y otra para conseguir $S_{u, Residual}$ en el mismo material después de la ruptura de la estructura a lo largo de la superficie de la veleta. Esto se debe al comportamiento bajo movilidad que tiene el suelo en presencia y desarrollo de excesos de presión de poros.

Una vez que el suelo alcanza su límite máximo de resistencia, lo hace en participación de la presión en el poro y eso lo debilita. Dado que el ensayo es rápido pues la veleta va avanzando el agua no tiene la capacidad de poder salir de la zona de falla, por lo tanto, se genera una presión en el poro debido a la carga a la que se está ejerciendo y el suelo se debilita aún más. Finalmente, la resistencia que se mide es la más desfavorable que tiene ese material y que es la más probable, porque es un material saturado con presencia de finos respondiendo de manera no drenada.

Al observar la Gráfica 4-25 se presentan las resistencias perturbadas o residuales, las que decrecen hasta en dos veces su valor con respecto a la resistencia máxima detallada previamente. Más allá de las variabilidades que acusa tener la arena, es significativo destacar que tanto el relave como el material fino proveniente de antiguo relave, en esta segunda prueba conservan resistencias residuales similares, que oscilan entre 25 y 43 (kN/m²) pese a tener densidades y saturaciones distintas, en el siguiente apartado se comprueba cual es el comportamiento que tienen ambos materiales actuando sobre la veleta.

4.7 Ensayo sobre material estratificado

Asumiendo que el embalse deposita el relave por medio de punto de descarga conocidos como *spigots*, que generalmente, como ocurre en Mina Chépica, se utiliza el método de depositación subárea, y que consiste en la formación de playas conformadas por relaves, donde se generan flujos superficiales de baja velocidad, producto de la pendiente existente. Esto provoca que en las capas que se generan tenemos suelos granulares como arena en la profundidad y en la superficie suelos más finos.

Es por esto que se decidió realizar una última prueba en donde se contará con la mitad de material de relave depositado primero en el fondo del recipiente y luego la otra mitad del recipiente con material fino, intentando representar la depositación que realiza un *spigots* en un relave.

Para ello se utilizó la densidad mínima para ambos materiales y el grado de saturación se escogió realizar un promedio de ambas muestras, como se ilustra en Tabla 4-21.

Tabla 4-21 Grado de saturación Promedio

Material	Densidad seca mínima (g/cm ³)	Grado de saturación S _R (%)	Grado de saturación Promedio S _R (%)	Factor de corrección promedio
Fino	1,446	43,29	37,45	1,53
Relave	1,224	31,61		

De esta manera, se obtienen las resistencias al corte no drenado máximo y residual con la veleta de corte. Cabe aludir que ambos materiales una vez depositados en el recipiente cubren la totalidad de la veleta, por lo tanto, se encuentra la primera mitad inferior de la veleta sometida al relave y la segunda mitad superior con el material fino. En la Tabla 4-22 se concentra el resumen de ensayos dando a conocer las rotaciones *peak* y residual, así como también la fuerza a la que fallo el material.

Tabla 4-22 Resistencia al corte en 50% de materiales fino y relave

50 % Material relave + 50 % Material fino S _R = 37,45%										
densidad (g/cm ³)	Volumen (cm ³)	Masa (kg)	Ensayo no Perturbado				Ensayo Perturbado			
			Rotación (°)	Fuerza (kg)	Momento (N*m)	S _{u, Max} (kN/m ²)	Rotación (°)	Fuerza (kg)	Momento (N*m)	S _{u, Residual} (kN/m ²)
1,446	21576,207	15,602	33,5	0,721	0,796	60,311	28	0,295	0,277	20,99
1,224	21576,207	13,207								

Fino/Relave S _R = 37,45%			
D _r (%)	γ _d (g/cm ³)	S _{u, Max} (Corregido) (kN/m ²)	S _{u, residual} (Corregido) (kN/m ²)
5	1,24	92,25	32,10

Para visualizarlo de mejor manera se incluyeron ambos valores en las gráficas comparativas globales con el objetivo de representar donde se ubican estas resistencias y poder evaluar que material controla más o arrastra al otro.

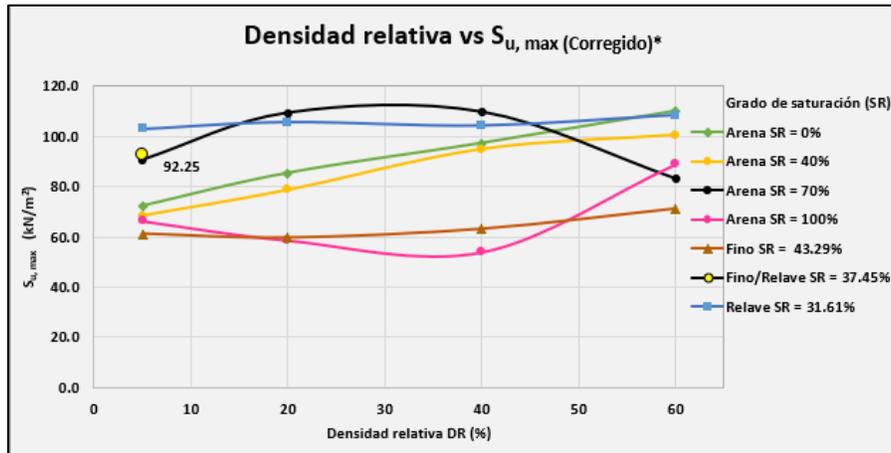


Ilustración 4-13 Gráfica densidad relativa vs $S_{u, \max}$ (Corregido)

En la ilustración se aprecia la inclusión de la prueba (circulo de color amarillo) la cual tiene una resistencia $S_{u, \max}$ (Corregido) igual a 92,25 (kN/m^2), mencionando las resistencias del relave y fino {103 y 59 (kN/m^2), respectivamente} se aprecia una tendencia a asemejarse más la resistencia del relave por sobre el fino. Esto quiere decir que el material que se encuentra en la profundidad prevalece por sobre el material fino que se va quedando en la superficie producto de la depositación por gravedad que genera un *spigots*.

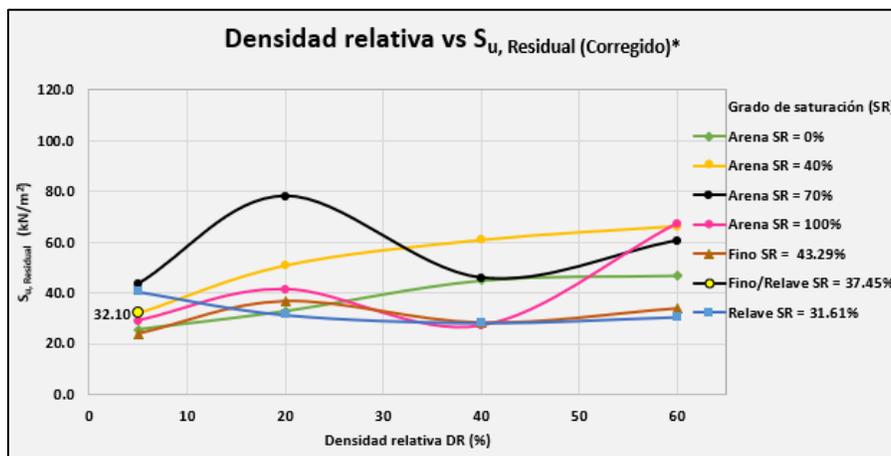


Ilustración 4-14 Gráfica densidad relativa vs $S_{u, \text{residual}}$ (Corregido)

En la segunda gráfica, se tienen los siguientes $S_{u, \text{Residual}}$: relave igual a 40,42 (kN/m²), fino igual a 28,8 (kN/m²) y el material estratificado corresponde a 32,10 (kN/m²). Dicho lo anterior, se asevera que la última prueba se encuentra entre ambas muestras separadas de manera equilibrada, por lo tanto, una vez que se consigue la resistencia residual ninguno de los suelos predomina por sobre el otro, el material ya ha fallado y pierde las características que anteriormente los diferenciaban.

Los resultados de la investigación mostraron que los materiales ensayados poseen un rango de resistencia al corte no drenado máximo ($S_{u, \text{max (corregido)}}$) de 103 a 108 kN/m² y un rango de 28 a 40 kN/m², correspondiente a la resistencia al corte no drenado residual corregido ($S_{u, \text{residual (corregido)}}$), mostrando para ambas condiciones (*peak* y residual) una dependencia principalmente del grado de saturación, ya que para grados de saturación bajo el 70% la respuesta es creciente y controlada por la densidad relativa del material, pero para grados de saturación por sobre el 70% la respuesta es fluctuante y sin mostrar una tendencia clara, en promedio tiende a estabilizarse a ser constante.

5. CONCLUSIÓN

A partir de los resultados obtenidos, se obtuvo la resistencia al corte no drenado máximo y residual con diferentes suelos. Es importante destacar que los valores obtenidos en los análisis son solo aplicables a la veleta utilizada en esta investigación.

Las pruebas fueron realizadas en su totalidad en el hogar, intentando seguir las recomendaciones de normas exigentes, establecidas y presentadas en esta memoria, con ello se construyó una metodología que consideraba primeramente el utilizar arena para correlacionar sus resultados para luego medir material proveniente de la cubeta.

Según las normativas se fabricó la veleta con las dimensiones más grandes posibles, esto debido a que tiene mayor superficie de contacto con el suelo, lo que hace que en suelos firmes no puedan doblarse las paletas, finalmente se obtienen mayores lecturas de rotación por ende mayor resistencia al corte. El material de estudio principal corresponde al relave (arena y limos) del embalse de relaves de mina Chépica, para el que se realizó una caracterización geotécnica, incluyendo análisis granulométrico, límites de atterberg, densidades *in situ*, mínimas y máximas, finalmente resistencia al corte vía veleta.

Se observa que la resistencia al corte aumentaba cuando el contenido de humedad disminuía, esto se debe a que los materiales finos (limo y arcilla) aumentaban su consistencia a medida que disminuye su humedad, es decir que las partículas se adhieren más entre ellas.

Los resultados de la investigación mostraron que los materiales ensayados poseen un rango de resistencia al corte no drenado máximo corregido ($S_{u, \max}$) de 103 a 108 kN/m² y un rango de 28 a 40 kN/m², correspondiente a la resistencia al corte no drenado residual corregido ($S_{u, \text{residual}}$), mostrando para ambas condiciones (*peak* y residual) una dependencia principalmente del grado de saturación, ya que para grados de saturación bajo el 70% la respuesta es creciente y controlada por la densidad relativa del material, pero para grados de saturación por sobre el 70% la respuesta es fluctuante y sin mostrar una tendencia clara, en promedio tiende a estabilizarse a ser constante.

Finalmente y a partir de los resultados obtenidos, se recomienda considerar en diseños que involucren relaves convencionales, los valores registrados de resistencia al corte no drenado superficial residual corregido, correspondientes a un rango de 28,2 – 40,42 kN/m² , ya que estos corresponden a la resistencia mínima conseguida y en cierta manera a la respuesta más conservadora.

6. BIBLIOGRAFÍA

- ASTM, I. (2001). Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil. *Standards Products - D2573*, 1-8.
- Avendaño, B. d. (2020). Evaluación pseudoestática de la estabilidad física del depósito de relaves de mina chéptica considerando un sismo severo. En B. d. Avendaño, *Memoria para optar al título* (pág. 80). Curicó: Universidad de Talca.
- Bowles, J. (1997). Field Vane Shear Testing (FVST). En J. Bowles, *Foundation Analysis and design* (págs. 183-190). Singapore: McGraw-Hill.
- Chandler, R. J. (1988). The In situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays using the field vane. En R. J. Chandler, *Vane Shear Strength Testing in Soils* (págs. 13-17). Philadelphia: ASTM STP 1014.
- D.G. Fredlund, H. M. (11 de Julio 2012). *Shear Strength of Unsaturated Soils*. Wiley Online Library.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Cengage Learning.
- Giovanna Biscontin, J. M. (2001). Influence of Peripheral Velocity on Vane Shear Strength of an Artificial Clay. *Researchgate*, 420-439.
- González, J. H. (10 de agosto 2016). Operación y control de tranques de relaves. *Seminario Minería Chilena y sus desafíos: Una visión integral*, 6-20.
- Instituto Nacional de Normalización, I. (1999). *INN*. Obtenido de NCh1726:1980 - Mecánica de suelos - Determinación de las densidades máxima y mínima y cálculo de la densidad relativa en suelos no cohesivos: <https://ecommerce.inn.cl/nch1726198043539>
- International, A. (Abril de 2005). *ASTM D 4318 - Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. Obtenido de <https://www.astm.org/Standards/D4318.htm>.
- International, A. (Junio de 2006). *ASTM D 2487 - Standar Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Obtenido de <http://www.astm.org/Standards/D2487.htm>.
- Look, B. G. (2007). Permeability and its influence. En *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables* (págs. 91-106). London: Taylor & Francis.

- Ministerio de minería, S. (11 de abril de 2007). Decreto Supremo N°284. En *Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depositos de relaves* (pág. 163). Santiago, Chile: Diario Oficial.
- Perez-Foguet, A. (1997). Analysis of the vane test considering size and time effects. *Researchgate*, 23.
- Quintero, G. V. (2018). *Comparación de parámetros de resistencia determinados por ensayos de laboratorio y campo en suelos*. Bogota D.C: Universidad Católica de Colombia.
- Sernageomin. (24 de Abril de 2019). *Datos públicos Depósito de relaves*. Obtenido de <https://www.sernageomin.cl/datos-publicos-deposito-de-relaves/>
- Valenzuela, L. (2016). Design, Construction, operation and the effect of fines content and permeability. En *Obras y proyectos* (págs. 5-27).
- Whitman, W. L. (1998). *Mecánica de suelos. Primera edición*. Limusa.

7. ANEXOS

7.1 Relación peso-volumen, granulometría material arena

- **Análisis granulométrico material arena**

Tabla 7-1 Análisis granulométrico material arena

Malla ASTM	Abertura (mm)	Masa retenida (g)	Retenido (%)	Retenido acumulado (%)	Pasante (%)
#4	4,75	0	0	0	100
#6	3,36	30,2	4,33	4,33	95,67
#10	2	35,51	5,09	9,42	90,58
#20	0,84	46,01	6,59	16,01	83,99
#40	0,42	70,80	10,15	26,16	73,84
#80	0,177	386,4	55,38	81,54	18,46
#200	0,074	115,61	16,57	98,11	1,89
<#200	< 0,074	13,2	1,89	100,00	0,00
Total		697,8			
P80 (mm)		0,675			
Razón de Pérdida de masa (%)		1,00			

Suelo	Cantidad (%)
% Grava y material orgánico	4,33
% Arena	93,77
% Finos	1,89

- **Ensayos de densidades arena**

Tabla 7-2 Densidad mínima arena

Determinación de la densidad mínima seca					
Muestra N°	1	2	3	4	5
Peso del molde + suelo (g)	2179,5	2189,1	2190,4	2194	2197,2
Peso del molde (g)	102,2	102,2	102,2	102,2	102,2
Peso del suelo (g)	2077,3	2086,9	2088,2	2091,8	2095
Volumen del molde (cm ³)	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96
Densidad seca mínima (g/cm ³)	1,326	1,332	1,333	1,335	1,337
Densidad seca mínima promedio (g/cm ³)	1,33				

Tabla 7-3 Densidad máxima arena

Determinación de la densidad máxima seca					
Muestra N°	1	2	3	4	5
Peso del molde + suelo (g)	2790,9	2791,9	2750,9	2812	2795,4
Peso del molde (g)	102,2	102,2	102,2	102,2	102,2
Peso del suelo (g)	2688,7	2689,7	2648,7	2709,8	2693,2
Volumen del molde (cm ³)	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96
Lectura inicial del calibre (mm)	24,45	24,45	24,45	24,45	24,45
Lectura final del calibre (mm)	21,48	21,48	21,5	21,51	21,46
Área seccional del molde (cm ²)	619,49	619,49	619,49	619,49	619,49
Volumen del suelo compactado (cm ³)	1381,97	1381,97	1383,21	1383,83	1380,73
Densidad seca máxima (g/cm ³)	1,94	1,94	1,91	1,95	1,95
Densidad seca máxima promedio (g/cm ³)	1,943				

Tabla 7-4 Densidad relativa arena

D _r (%)	γ _d (g/cm ³)
0,5	1,33
10	1,37
20	1,42
30	1,47
40	1,52
50	1,58
60	1,64
70	1,70
80	1,78
90	1,85
100	1,94

7.2 Relación peso-volumen, granulometría y plasticidad material fino proveniente de antiguo relave

- **Análisis granulométrico material fino**

Tabla 7-5 Análisis granulométrico material fino proveniente de antiguo relave

Malla ASTM	Abertura (mm)	Masa retenida (g)	Retenido (%)	Retenido acumulado (%)	Pasante (%)
#80	0,177	0,0	0,00	0,00	100,00
#200	0,074	0	0,00	0,00	100,00
<#200	0,071	445,0	100,00	100,00	0,00
Total		445,0			
P80 (mm)		0,073			
Razón de Pérdida de masa (%)		1			

Suelo	Cantidad (%)
% Grava, material orgánico o arena	0,0%
% Finos	100,0%

- **Ensayo de densidades material fino proveniente de relave**

Tabla 7-6 Densidad mínima material fino proveniente de antiguo relave

Determinación de la densidad mínima seca					
Muestra N°	1	2	3	4	5
Peso del molde + suelo (g)	2404	2423	2438	2432,4	2140,1
Peso del molde (g)	102,7	102,7	102,7	102,7	102,7
Peso del suelo (g)	2301,3	2320,3	2335,3	2329,7	2037,4
Volumen del molde (cm ³)	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96
Densidad seca mínima (g/cm ³)	1,46	1,48	1,49	1,48	1,30
Densidad seca mínima promedio (g/cm ³)	1,44				

Tabla 7-7 Densidad máxima material fino proveniente de antiguo relave

Determinación de la densidad máxima seca					
Muestra N°	1	2	3	4	5
Peso del molde + suelo (g)	2756,1	2794,7	2747,5	2732,3	2694,8
Peso del molde (g)	102,7	102,7	102,7	102,7	102,7
Peso del suelo (g)	2653,4	2692	2644,8	2629,6	2592,1
Volumen del molde (cm ³)	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96
Lectura inicial del calibre (mm)	24,45	24,45	24,45	24,45	24,45
Lectura final del calibre (mm)	21,8	21,08	21,05	21,051	21,046
Área seccional del molde (cm ²)	619,49	619,49	619,49	619,49	619,49
Volumen del suelo compactado (cm ³)	1401,79	1357,19	1355,33	1355,39	1355,08
Densidad seca máxima (g/cm ³)	1,89	1,98	1,95	1,94	1,91
Densidad seca máxima promedio (g/cm ³)	1,93				

Tabla 7-8 Densidad relativa material fino proveniente de antiguo relave

D _r (%)	γ _d (g/cm ³)
5	1,46
10	1,48
20	1,52
30	1,56
40	1,60
50	1,65
60	1,70
70	1,75
80	1,81
90	1,87
100	1,93

- **Límites de Atterberg para el material fino proveniente de antiguo relave**

Tabla 7-9 Límites de plasticidad material fino proveniente de antiguo relave

Límite Plástico				Límite Líquido material limo					
Prueba N°	1	2	3	Prueba N°	1	2	3	4	5
Recipiente N°	2	15	3	Recipiente N°	1	13	11	4	14
				Número de golpes	14	19	22	28	39
Peso del recipiente (g)	24,7	23,5	25,4						
Peso del recipiente + suelo húmedo (g)	26,8	27,1	29,5	Peso del recipiente (g)	24,7	24,8	22,7	24,6	24,6
Peso del recipiente + suelo seco (g)	26,4	26,4	28,7	Peso del recipiente + suelo húmedo (g)	38,4	39,1	39,9	38,8	40,6
Peso del agua (g)	0,40	0,70	0,80	Peso del recipiente + suelo seco (g)	35,4	36	36,3	35,9	37,5
Peso del suelo seco (g)	1,70	2,90	3,30	Peso del agua (g)	3,00	3,10	3,60	2,90	3,10
Contenido de humedad (%)	23,53	24,14	24,24	Peso del suelo seco (g)	10,70	11,20	13,60	11,30	12,90
				Contenido de humedad (%)	28,04	27,68	26,47	25,66	24,03

7.3 Relación peso-volumen, granulometría y plasticidad material relave

- **Análisis granulométrico relave**

Tabla 7-10 Análisis granulométrico relave

Malla ASTM	Abertura (mm)	Masa retenida (g)	Retenido (%)	Retenido acumulado (%)	Pasante (%)
#40	0,420	0	0,00	0,00	100,00
#80	0,177	27,6	7,84	7,84	92,16
#200	0,074	41,8	11,87	19,70	80,30
<#200	0,071	282,8	80,30	100,00	0,00
Total		352,2			
P80 (mm)		0,074			
Razón de Pérdida de masa (%)		1			

Suelo	Cantidad (%)
% Material granular	19,7%
% Finos	80,3%

- **Ensayo de densidades relave**

Tabla 7-11 Densidad mínima relave

Determinación de la densidad mínima seca					
Muestra N°	1	2	3	4	5
Peso del molde + suelo (g)	2019,5	2023,1	1997,6	2029,7	2028,9
Peso del molde (g)	102,7	102,7	102,7	102,7	102,7
Peso del suelo (g)	1916,75	1920,4	1894,85	1927,03	1926,15
Volumen del molde (cm ³)	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96
Densidad seca mínima (g/cm ³)	1,22	1,22	1,21	1,23	1,23
Densidad seca mínima promedio (g/cm ³)	1,22				

Tabla 7-12 Densidad máxima relave

Determinación de la densidad máxima seca					
Muestra N°	1	2	3	4	5
Peso del molde + suelo (g)	2514	2500,31	2555	2527,09	2531,21
Peso del molde (g)	102,7	102,7	102,7	102,7	102,7
Peso del suelo (g)	2411,3	2397,61	2452,3	2424,39	2428,51
Volumen del molde (cm ³)	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96	1565,96
Lectura inicial del calibre (mm)	24,45	24,45	24,45	24,45	24,45
Lectura final del calibre (mm)	21,8	21,08	21,05	21,05	21,04
Área seccional del molde (cm ²)	619,49	619,49	619,49	619,49	619,49
Volumen del suelo compactado (cm ³)	1401,79	1357,19	1355,33	1355,39	1355,08
Densidad seca máxima (g/cm ³)	1,720	1,766	1,809	1,788	1,792
Densidad seca máxima promedio (g/cm ³)	1,77				

Tabla 7-13 Densidad relativa relave

D_r (%)	γ_d (g/cm ³)
5	1,243
10	1,263
20	1,305
30	1,350
40	1,398
50	1,449
60	1,504
70	1,564
80	1,629
90	1,699
100	1,775

- **Límites de Atterberg para el material relave**

Tabla 7-14 Límites de plasticidad material relave

Límite Plástico				Límite Líquido					
Prueba N°	1	2	3	Prueba N°	1	2	3	4	5
Recipiente N°	4	2	0	Recipiente N°	12	5	6	3	10
				Número de golpes	13	17	20	26	30
Peso del recipiente (g)	25,7	24,7	25,1	Peso del recipiente (g)	24,1	24,8	24,4	24,7	24,6
Peso del recipiente + suelo húmedo (g)	32	31,3	30,1	Peso del recipiente + suelo húmedo (g)	41,1	44,3	43,2	40,1	39,5
Peso del recipiente + suelo seco (g)	31,3	30,6	29,6	Peso del recipiente + suelo seco (g)	38,9	41,8	40,8	38,2	37,7
Peso del agua (g)	0,70	0,70	0,50	Peso del agua (g)	2,20	2,50	2,40	1,90	1,80
Peso del suelo seco (g)	5,60	5,90	4,50	Peso del suelo seco (g)	14,80	17,00	16,40	13,50	13,10
Contenido de humedad (%)	12,50	11,86	11,11	Contenido de humedad (%)	14,86	14,71	14,63	14,07	13,74

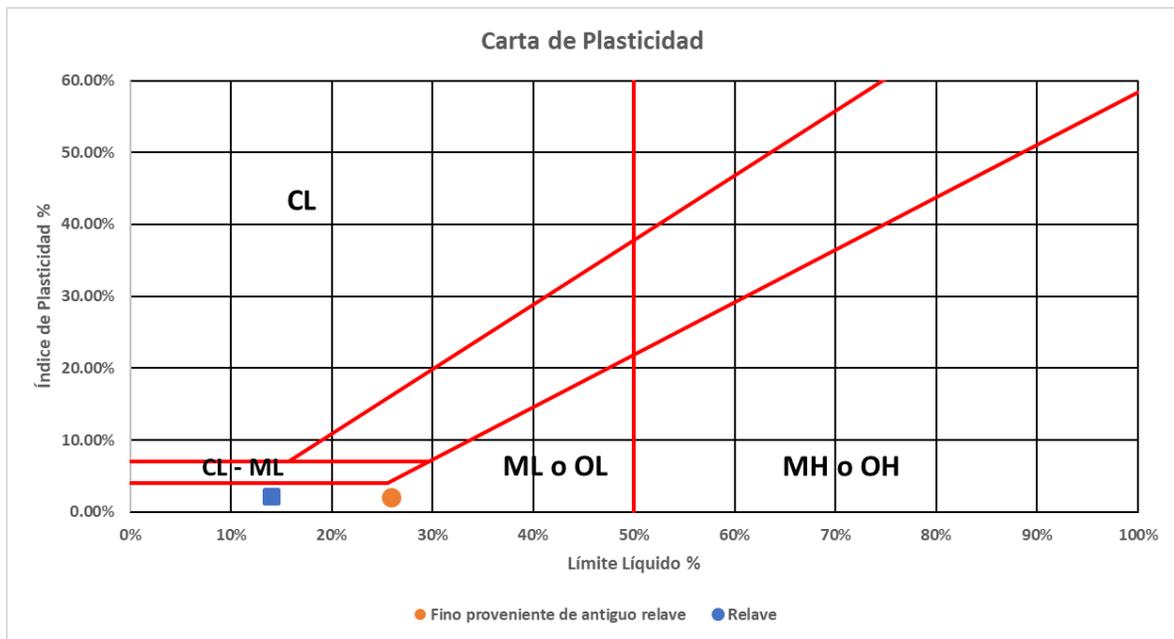


Ilustración 7-1 Tabla carta de plasticidad de ambas muestras de relave y fino (Propia, 2020)

Tabla 7-15 Clasificación USCS

Clasificación USCS	
Arena	SP
Fino proveniente de antiguo relave	ML
Relave	ML

Fino proveniente de antiguo relave	
Suelo	Cantidad (%)
% Grava y arena	0%
% Finos	100%

Arena	
Suelo	Cantidad (%)
% Grava	4,3%
% Arena	93,8%
% Finos	1,9%

Relave	
Suelo	Cantidad (%)
% Grava y arena	19,7%
% Finos	80,3%

Pasante (%)	Abertura (mm)
D10	0,124
D30	0,227
D60	0,359
CU	2,89
CC	1,16

7.4 Torque *peak* vs residual arena

- Torque *peak* vs residual arena $S_R = 0\%$

Tabla 7-16 Resistencia *peak* vs residual a distintas densidades relativa en arena saturada 0%

$D_r = 0\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,20	5	0,02
10	0,41	10	0,12
20	0,82	20	0,29
30	0,95	28	0,34
40	0,89	40	0,31
50	0,75	50	0,26

$D_r = 20\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,24	5	0,19
10	0,48	10	0,37
20	0,97	25	0,43
35	1,13	30	0,40
40	1,05	40	0,34
50	0,89	50	0,29

$D_r = 40\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,28	5	0,25
10	0,55	10	0,51
20	1,10	27	0,59
38	1,28	30	0,55
40	1,19	40	0,47
50	1,01	50	0,39

$D_r = 60\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,16	5	0,23
10	0,31	10	0,45
20	0,62	20	0,53
30	1,25	31	0,62
40	1,45	40	0,52
50	1,23	50	0,44

- Torque *peak* vs residual Arena $S_R = 40\%$

Tabla 7-17 Resistencia *peak* vs residual a distintas densidades relativa en arena saturada 40%

$D_r = 0\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,21	5	0,02
10	0,43	10	0,12
20	0,82	25	0,42
30	0,90	30	0,41
40	0,68	40	0,31
50	0,58	50	0,26

$D_r = 20\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,23	5	0,30
10	0,47	10	0,61
20	0,94	20	0,61
37	1,04	31	0,67
40	1,02	40	0,57
50	0,86	50	0,48

$D_r = 40\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,28	5	0,36
10	0,57	10	0,73
20	1,13	20	0,73
39	1,25	35	0,80
40	1,23	40	0,68
50	1,04	50	0,58

$D_r = 60\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,15	5	0,10
10	0,30	20	0,20
20	0,60	40	0,40
30	1,20	50	0,79
40	1,33	60	0,87
50	1,12	70	0,74

- **Torque peak vs residual Arena $S_R = 70\%$**

Tabla 7-18 Resistencia peak vs residual a distintas densidades relativa en arena saturada 70%

$D_r = 0\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,32	5	0,26
10	0,61	10	0,37
20	0,77	20	0,46
30	0,96	35	0,58
42	1,20	42	0,52
50	1,04	50	0,45

$D_r = 20\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,26	5	0,55
10	0,92	10	0,66
20	1,16	20	0,83
35	1,44	30	1,03
42	1,30	42	0,93
50	0,45	50	0,82

$D_r = 40\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,77	5	0,41
10	0,93	10	0,49
20	1,16	24	0,61
30	1,26	30	0,53
41	1,45	40	0,48
50	1,12	50	0,47

$D_r = 60\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,58	5	0,33
10	0,70	10	0,51
20	0,88	20	0,64
35	1,09	30	0,80
44	0,99	40	0,73
50	0,91	50	0,55

- **Torque peak vs residual Arena $S_R = 100\%$**

Tabla 7-19 Resistencia peak vs residual a distintas densidades relativa en arena saturada 100%

$D_r = 0\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
10	0,31	5	0,25
20	0,47	10	0,31
40	0,56	27	0,38
60	0,70	35	0,33
85	0,87	40	0,30
100	0,79	50	0,21

$D_r = 20\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,42	5	0,29
10	0,52	10	0,35
20	0,62	17	0,44
30	0,77	25	0,55
40	0,69	40	0,53
50	0,51	50	0,45

$D_r = 40\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,31	5	0,24
10	0,46	10	0,28
20	0,57	23	0,36
25	0,71	30	0,31
40	0,63	40	0,28
50	0,42	50	0,27

$D_r = 60\%$			
Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)	Rotación (θ)	Torque (N*m)
0	0	0	0
5	0,78	5	0,59
10	0,94	10	0,71
29	1,18	25	0,89
35	1,02	35	0,77
40	0,92	45	0,69
50	0,90	55	0,61

7.5 Torque *peak* vs residual material fino

- Torque *peak* vs residual material fino $S_R = 43,29\%$

Tabla 7-20 Resistencia *peak* vs residual a distintas densidades relativa en limo saturado 43,29%

$D_r = 0\%$				$D_r = 20\%$			
Máximo		Residual		Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)						
0	0	0	0	0	0	0	0
5	0,11	5	0,09	5	0,12	5	0,07
10	0,22	10	0,17	10	0,23	10	0,14
20	0,45	24	0,20	20	0,46	20	0,28
33	0,52	32	0,12	32,5	0,51	30	0,32
40	0,49	40	0,06	42	0,45	40	0,26

$D_r = 40\%$				$D_r = 60\%$			
Máximo		Residual		Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)						
0	0	0	0	0	0	0	0
5	0,06	5	0,03	5	0,21	5	0,10
10	0,12	10	0,05	10	0,31	10	0,15
20	0,24	23	0,24	20	0,42	20	0,23
38	0,54	35	0,20	35	0,50	28,5	0,29
48	0,32	40	0,14	53	0,61	40	0,20
				65	0,42		

7.6 Torque *peak* vs residual material relave

- Torque *peak* vs residual material relave $S_R = 31,61\%$

Tabla 7-21 Resistencia *peak* vs residual a distintas densidades relativa en relave saturado 31,61%

$D_r = 0\%$				$D_r = 20\%$			
Máximo		Residual		Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)						
0	0	0	0	0	0	0	0
5	0,09	5	0,06	5	0,12	5	0,07
10	0,21	10	0,12	10	0,24	10	0,14
20	0,42	20	0,24	20	0,48	20	0,27
30	0,61	30	0,35	30	0,73	32	0,18
47	0,90	42	0,20	38	0,92	40	0,08
60	0,21	50	0,09	50	0,62		

$D_r = 40\%$				$D_r = 60\%$			
Máximo		Residual		Máximo		Residual	
Rotación (θ)	Torque (N*m)						
0	0	0	0	0	0	0	0
5	0,10	5	0,05	10	0,08	5	0,04
10	0,21	10	0,10	20	0,16	10	0,09
20	0,41	25	0,25	30	0,33	20	0,18
30	0,62	34	0,16	40	0,66	30	0,27
44	0,91	40	0,08	57,5	0,94	42	0,20
50	0,73			65	0,32	50	0,03

7.7 Resistencia al corte no drenado en relave proveniente de embalse de relave Chépica

Tabla 7-22 Resistencia al corte no drenado en relave Chépica

Relave $S_R = 31,61\%$			
D_r (%)	γ_d (g/cm ³)	$S_{u, Max}$ (kN/m ²)	$S_{u, residual}$ (kN/m ²)
5	1,24	67,84	26,60
20	1,31	69,61	20,63
40	1,40	68,75	18,57
60	1,50	71,45	20,08

Tabla 7-23 Resistencia al corte no drenado en material estratificado

Fino/Relave $S_R = 37,45\%$			
D_r (%)	γ_d (g/cm ³)	$S_{u, Max}$ (kN/m ²)	$S_{u, residual}$ (kN/m ²)
5	1,24	60,31	20,99