UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

Repositorio Digital USM **https://repositorio.usm.cl**

Tesis USM TESIS de Pregrado de acceso ABIERTO

2017

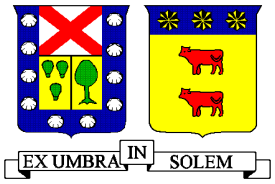
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE UN DEPOSITO DE RELAVES ESPESADOS EMPLAZADO SOBRE UN TRANQUE DE RELAVES CONVENCIONAL

BARRIOS GARCÍA, JUAN JOSÉ

http://hdl.handle.net/11673/23582

Repositorio Digital USM, UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO – CHILE



ANALISIS DE ESTABILIDAD DE UN DEPOSITO DE RELAVES ESPESADOS EMPLAZADO SOBRE UN TRANQUE DE RELAVES CONVENCIONAL

Memoria de titulación presentado por
JUAN JOSE BARRIOS GARCIA

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
GONZALO SUAZO FUENTEALBA

agosto 2017

Agradecimientos

A mi familia, por ser siempre un pilar fundamental en mi desarrollo personal y académico.

A mi profesor guía, por tantas reuniones y correos, por su tiempo y paciencia, y por haber confiado en mí la labor de llevar a cabo el estudio a continuación expuesto.

A mis tutores y guías dentro de la oficina donde diariamente trabajé, por ayudarme e integrarme, por su tiempo, dedicación, apoyo y buena voluntad.

A todo el personal de la Gerencia de Proyectos de la División Andina de Codelco, y quienes trabajan con ellos a llevar a cabo su labor, a quienes fueron capaces de prestarme ayuda cuando lo necesité, por las conversaciones, los consejos, las recomendaciones, recopilación de información, y en todos los procesos que tuve que realizar dentro de la empresa.

A mis amigos, por ser parte fundamental en mi vida, por todos los momentos compartidos y por hacer más grato el camino que me trajo hasta aquí.

En general a todas las grandes personas que me han acompañado durante mi camino académico.

A mi madre,
que sin su esfuerzo
nada de esto sería posible

Resumen

Chile produce actualmente 1.5 millones de toneladas de relaves por día como resultado de los procesos de concentración de minerales de cobre. Debido a las bajas leyes de mineral (bajo el 1%), así como la adopción de economías de escala, esta producción se podría duplicar en las próximas décadas. La forma convencional de almacenar estos relaves es en tranques o embalses los que pueden alcanzar alturas por sobre los 250 m. Las fallas estructurales de estos depósitos, así como la necesidad de aumentar la reutilización de agua en los procesos de extracción, ha llevado a la industria a utilizar la técnica de disposición de relaves espesados cuya mayor virtud es la disminución del contenido de agua en la pulpa de relaves. Sin embargo, el aumento en la producción de relaves sumado a la falta de espacio para construir nuevos depósitos (especialmente en Chile central) han llevado a ingenieros geotécnicos a pensar en disponer relaves espesados por sobre estructuras de almacenamiento convencionales. Sin embargo, esto presenta incertidumbres respecto a la estabilidad geomecánica global de la estructura resultante.

En este contexto, el presente trabajo de título corresponde a un análisis de estabilidad estática, sísmica y post-sísmica de un depósito de relaves combinado, además del depósito convencional para así comparar ambos desempeños. El estudio se enmarca en el programa de memorias de la División Andina de Codelco en la ciudad de Los Andes. Para la realización del trabajo, la empresa proporcionó información existente referida al tranque Ovejería, el que utiliza actualmente la división para almacenar los desechos o relaves de su proceso productivo.

Para llevar a cabo el análisis de estabilidad, se elaboró un modelo del tranque Ovejería utilizando el software de elementos finitos (FEM), un escenario en condiciones actuales, otro escenario de largo plazo funcionando de manera convencional, y el último funcionando como depósito combinado.

Palabras clave**:** ***Estabilidad estática, dinámica y post-sísmica, relaves convencionales, relaves espesados, tranque combinado, licuefacción.***

Abstract

Chile generates actually 1.5 million tons of tailings per day as a result of the copper ore concentration processes. Due to the low copper grades (under 1%) as well as the adoption of economies of scale, this production may double over the following decades. These tailings are disposed conventionally in tailings dams which can reach heights of above 250 meters. The structural tailings dam failures as well as the need to increase the recovery of water from their concentration processes, have led the industry to adopt a new disposal method called "thickened tailings disposal". This main advantage of the method is that increases the solid content (above 55%, approximately) of the tailings, improving the use of water and increasing physical stability of the resultant material. Nevertheless, the lack of space in central Chile, where most of new mining concession concentrate, have led geotechnical engineers to evaluate the disposal of thickened tailings over conventional existent dams. The use of this strategy also possesses a series of uncertainties about the geomechanical stability of the resultant structure (the combined structure).

In this context, the present study analyses the static, seismic and post-seismic response of the combined tailings storage facility, i.e. thickened tailings deposit underlined by a tailings dam. This research is part of the program "Programa de Memorias" of Codelco in the Division Andina, Los Andes, Chile. In order to carry out the work, the company provided existing information regarding the Ovejería dam, which currently uses the division to dispose the tailings from the underground mine Río Blanco and the open pit mine Sur Sur. In addition, experimental results from tests conducted on thickened tailings and rate of rise plans are considered in the analysis.

In order to carry out the structural response analysis, a model of the Ovejería dam was developed using finite element (FEM) software in order to explore the stability of the conventional and the combined facility. As a result of the analysis, stresses, deformation and displacement fields were obtained, as well as static and post-seismic (assuming total liquefaction) safety factors.

Key words: ***Static, Dynamic and post-seismic stability; conventional tailings; thickened tailings; combined deposit; liquefaction.***

Índice de contenidos

Agradecimientos ..... **ii**

Resumen ..... **iv**

Abstract ..... **v**

Índice de contenidos ..... **vi**

Índice de figuras ..... **viii**

Índice de tablas ..... **xi**

Glosario ..... **xii**

Introducción **1**

Objetivos **3**

Organización de la memoria **4**

1 Introducción **6**

1.1 Generación de relaves en Chile y el mundo 6

1.2 Depósitos de relaves 8

2 Depósito combinado **12**

2.1 Tranques de relaves convencionales 12

2.1.1 Tipos de fallas 13

2.1.2 Grandes fallas recientes 17

2.1.3 Fallas históricas en Chile 18

2.2 Depósitos de relaves espesados 19

2.2.1 Descripción del método de relaves espesados 20

2.2.2 Experiencia en el uso de la tecnología 24

2.2.3 Emplazamiento de estos depósitos 24

2.3 Sistema combinado 26

3 Caracterización geotécnica del depósito de relaves Ovejería **27**

3.1 Suelo de fundación 30

3.1.1 Perfil A-A, longitudinal al muro 31

3.1.2 Perfil B-B transversal al muro 32
3.2 Muro de partida y muro de arena 36
3.2.1 Muro de partida 36
3.2.2 Muro principal 37
3.3 Relaves integrales convencionales 43
4 Caracterización geotécnica de relaves espesados 57
5 Modelamiento 67
5.1 Metodología de modelación 67
5.2 Escenarios de estudio 69
5.3 Consideraciones sísmicas 71
5.4 Procedimiento de Modelación 73
5.4.1 Características geotécnicas de los materiales 75
5.4.2 Consideraciones de modelación 76
6 Análisis y resultados 80
6.1 Escenario 0 80
6.2 Escenario 1 85
6.3 Escenario 2 89
7 Conclusiones 96

Bibliografía 100

ANEXOS 103
ANEXO A 104
ANEXO B 106
ANEXO C 108

Índice de figuras

1 Introducción

Figura 1. 1 - Proyección producción máxima relaves, 2014-2026 7
Figura 1. 2 - Muro de empréstito. Embalse de lamas en Copiapó. Talud de aguas abajo..... 8
Figura 1. 3 - Muro de arena de relaves. Tranque de relaves 9
Figura 1. 4 - Depósito de TTD..... 10
Figura 1. 5 - Muestra de Relaves Filtrados 10
Figura 1. 6 - Tensión de corte según porcentaje de sólidos del relave 11

2 Conversión a depósito combinado

Figura 2. 1 - Métodos constructivos de tranques de relaves 13
Figura 2. 2 - Deslizamiento rotacional y licuefacción 16
Figura 2. 3 - Fallas tranque Samarco Brasil 2015 y Mount Polley Canadá 2014 18
Figura 2. 4 - Muestra de relave no convencional..... 21
Figura 2. 5 - Modelo conceptual depósito convencional y espesado..... 22
Figura 2. 6 - Disposición de relaves convencionales y espesados 23
Figura 2. 7 - Escurrimiento de relave espesado en un TTD 23

3 Caracterización geotécnica del tranque Ovejería

Figura 3. 1 - Tranque de relaves Ovejería. Huechún. Codelco División Andina..... 27
Figura 3. 2 - Plano de ubicación de la instalación..... 28
Figura 3. 3 - Producción de relaves y depositación en Ovejería a diciembre 2015 29
Figura 3. 4 - Ubicación de Prospecciones en el área del tranque. Eje A-A, eje B-B..... 30
Figura 3. 5 - Perfil estratigrafico A-A poniente y oriente..... 32
Figura 3. 6 - Perfil estratigráfico B-B..... 34
Figura 3. 7 - Sección del muro de partida. Diseño original 36
Figura 3. 8 - Muro principal y muro este 37
Figura 3. 9 - Geometría sección transversal. Eje B-B. Muro principal..... 37
Figura 3. 10 - Curva granulométrica de las arenas de relave del muro principal 39
Figura 3. 11 - Ubicación de PANDA en muro principal..... 39
Figura 3. 12 - Estimación DR a partir de ensayos PANDA 40
Figura 3. 13 – Ubicación de SPT en muro principal 40
Figura 3. 14 - Estimación de la densidad relativa a partir de ensayos SPT 41
Figura 3. 15 - Ángulo de fricción de arenas de relaves 42

Figura 3. 16 - Histograma ángulos de fricción interna para las arenas del muro 42
Figura 3. 17 - Distribución granulométrica de arena de relave 44
Figura 3. 18 - Muestras “inalteradas” cubeta. Triaxial consolidación anisótropa 45
Figura 3. 19 - Trayectoria de tensiones p’-q’. Muestras cubeta. Triaxial CU 46
Figura 3. 20 - Módulo secante de Young según presión de confinamiento. 47
Figura 3. 21 – Ubicación dentro de la cubeta de prospecciones, ensayos CPTU 49
Figura 3. 22 - Ensayo CPT-U punto 1 49
Figura 3. 23 - Ensayo CPT-U punto 2 50
Figura 3. 24 - Histograma resistencia de punta normalizada y corregida $CPTU_1$ 52
Figura 3. 25 - Resistencia no drenada por resistencia de punta normalizadas 53
Figura 3. 26 - Histograma resistencia de punta normalizada y corregida $CPTU_2$ 54
Figura 3. 27 - Resistencia cíclica 100% de aumento p.p. y 10% de deformación D.A. 55

4 Caracterización geotécnica de relaves espesados

Figura 4. 1 - Distribución granulométrica del relave espesado 57
Figura 4. 2 - Trayectoria de tensiones, ensayo triaxial CIU 59
Figura 4. 3 - Esfuerzo desviatorio, ensayo triaxial CIU 60
Figura 4. 4 - Variación de Presión de Poros. Ensayo triaxial CIU 61
Figura 4. 6 - Módulo de Young secante según presión de confinamiento 62
Figura 4. 7 - Resistencia residual según presión efectiva de confinamiento 63
Figura 4. 8 - CRR según número de ciclos. Ensayo triaxial cíclico 63
Figura 4. 9 - Resultado ensayo triaxial cíclico a muestras de relave espesado 64
Figura 4. 10 - Pendiente de disposición versus concentración de sólidos 65
Figura 4. 11 - Pendiente de depositación según concentración de sólidos. 65

5 Modelamiento

Figura 5.1 - Lógica de modelación para la evaluación de estabilidad 67
Figura 5.2 - Producción de relaves y cota de coronamiento del muro de arenas (elab. propia) 70
Figura 5.3 - Crecimiento del depósito combinado (SNC-Lavalín, 2014) 71
Figura 5.7 - Distancia epicentral sismo de diseño 72
Figura 5.8 - Acelerograma estación Las Tórtolas. Terremoto 27F 2010 (azul registro medido a_{max}=0,175g, rojo registro escalado a_{max}=0,675g) 73
Figura 5.4 - Tranque Ovejería condición actual. Escenario 0 74
Figura 5.5 - Depósito futuro expandido. Escenario 1 74
Figura 5.6 - Depósito combinado. Escenario 2 74

Figura 5.10 - Malla de elementos finitos en la geometría del modelo 77
Figura 5.11 - Condiciones de borde. Detalle estratigrafía modelada..... 77
Figura 5.12 - Dominios activos (color) e inactivos (blancos) 78

6 Análisis y resultados

Figura 6.1 – Campo de desplazamientos estáticos totales. Escenario 0 80
Figura 6.2 – Campo de deformaciones de falla estática. Escenario 0..... 81
Figura 6.3 - CSR y CRR relave convencional. Escenario 0 82
Figura 6.4 – Campo de desplazamientos totales. Escenario 0..... 84
Figura 6.5 - Cuña de falla. Desplazamientos totales. Escenario 0 85
Figura 6.6 - Campo de desplazamientos totales. Escenario 1 85
Figura 6.7 - Cuña de falla estática. Desplazamientos totales. Escenario 1 86
Figura 6.8 - Campo de desplazamientos totales. Escenario 1 88
Figura 6.9 - Cuña de falla post-sísmica. Desplazamientos totales. Escenario 1 88
Figura 6.10 - Campo de desplazamientos totales. Escenario 2 89
Figura 6.11 - Cuña de falla. Desplazamientos totales. Escenario 2 89
Figura 6.12 - Línea piezométrica. Escenario 2..... 90
Figura 6.13 – Puntos de análisis de la superficie de relaves convencionales 90
Figura 6.14 - Deformaciones estáticas sobre la superficie de los relaves convencionales al final de la depositación del relleno de relaves espesados..... 91
Figura 6.15 - Puntos analizados sobre el relleno de relaves espesados..... 92
Figura 6.16 - Deformación final de la superficie de relaves espesados. Escenario 2 92
Figura 6.17 - Deformaciones horizontales estáticas finales del depósito combinado 93
Figura 6.18 - Deformación total estática del tranque combinado..... 93
Figura 6.19 - Campo de desplazamientos totales. Escenario 2 94
Figura 6.20 - Cuña de falla. Desplazamientos totales. Escenario 2 95

Índice de tablas

2 Conversión a depósito combinado

Tabla 2. 1 - Fallas en tranques de relaves chilenos 19
Tabla 2. 2 - Proyectos que han implementado TTD 24

3 Caracterización geotécnica del tranque Ovejería

Tabla 3. 1 - Resumen modelo conceptual estratigrafía del suelo. Eje B-B 34
Tabla 3. 2 - Parámetros geotécnicos - Suelo de Fundación del depósito 35
Tabla 3. 3 - Parámetros consolidación. Calicatas pertenecientes eje B-B..... 35
Tabla 3. 4 - Parámetros de diseño y operación del muro de arenas 38
Tabla 3. 5 - Parámetros geotécnicos muro principal y muro de partida 43
Tabla 3. 6 - Propiedades índices del relave convencional 43
Tabla 3. 7 - Módulo Young secante vs Presión efectiva de confinamiento 47
Tabla 3. 8 - Procedimiento iterativo para encontrar $qc1N$ 51
Tabla 3. 9 - Valores de $\Delta qc1N - Sr$ según contenido de finos 52
Tabla 3. 10 - Parámetros geotécnicos de los relaves convencionales 56

4 Caracterización geotécnica de relaves espesados

Tabla 4. 1 - Propiedades índices del relave espesado..... 58
Tabla 4. 2 - Esfuerzos de ruptura ensayo triaxial..... 59
Tabla 4. 3 - Resistencia residual según presiones de confinamiento 62
Tabla 4. 4 - Parámetros geotécnicos de los relaves espesados 66

5 Modelamiento

Tabla 5.1 - Parámetros resistentes relave espesado por capas discretas..... 76
Tabla 5.2 - Recomendaciones del software Plaxis 2D versión 8.2..... 76

6 Análisis y resultados

Tabla 6. 1 - PL máximo y razón de sobrepasos de la resistencia cíclica Escenario 0 83
Tabla 6. 2 - PL máximo y razón de sobrepasos de la resistencia cíclica Escenario 1 87
Tabla 6. 3 - PL máximo y razón de sobrepasos de resistencia cíclica relaves espesados y convencionales. Escenario 2..... 94
Tabla 6. 4 - Resumen de estabilidad del estudio..... 97

Glosario

γ_{sat}: Peso específico saturado. Densidad de la unidad de suelo (considerando todos los vacíos saturados de agua) multiplicada por la aceleración de gravedad, medida en [kN/m^3].

γ_{unsat}: Peso específico no saturado, medida en [kN/m^3].

φ: Ángulo de fricción interno del suelo. Medido en grados [°].

c: Cohesión. Medida en unidades de esfuerzo, [kN/m^2].

E: Módulo de elasticidad o módulo de Young, [kN/m^2].

φ: Ángulo de dilatancia, medido en grados [°].

ν: Módulo de Poisson. Corresponde a la relación entre las deformaciones en la dirección principal y perpendicular, por lo que el parámetro resulta adimensional.

S_u: Resistencia no drenada (u: *undrained*), [kN/m^2].

S_r: Resistencia residual, [kN/m^2].

σ'_o: Presión de confinamiento efectiva inicial, [kN/m^2].

σ'_{vo}: Presión de confinamiento vertical efectiva inicial, [kN/m^2].

q: Desviador de tensiones, [kN/m^2].

p: Presión media total, [kN/m^2].

p': Presión media efectiva = $p - u$, [kN/m^2].

u: Exceso de presión de poros, [kN/m^2].

P.P.: Presión de poros, normalmente medida en [kN/m^2].

ε_1: 10% deformación axial en doble amplitud.

q_c: Resistencia de punta medida en el ensayo CPT, medida en unidades de presión, normalmente [kPa], [kN/m^2].

q_{cN} : Resistencia de punta CPT normalizada por la presión atmosférica, adimensional.

Δq_{c1N}: Ajuste por contenido de finos de la presión de punta CPT corregida por confinamiento y presión atmosférica, adimensional.

q_{c1N}: Resistencia de punta normalizada por presión de confinamiento y presión atmosférica.

C_N: Factor de corrección por confinamiento de la resistencia de punta CPT.

q_{c1Ncs}: Resistencia de punta CPT equivalente para arena limpia, adimensional.

τ_{cy}: Tensión de corte cíclico solicitante, medido en unidades de presión o esfuerzo, [kN/m^2].

σ'_o: Presión de confinamiento efectivo inicial, [kN/m^2].

LL: Límite líquido, expresado en porcentaje [%].

LP: Límite plástico, expresado en porcentaje [%].

IP: Índice de plasticidad, expresado en porcentaje [%].

C_p: Masa de sólidos sobre masa total, en %.

N_c: Número de ciclos uniformes equivalentes.

N_5: Numero de ciclos necesarios para alcanzar un 5% de deformación axial.

Introducción

Existen en Chile alrededor de 150 depósitos o tranques de relaves convencionales activos y cerca de 488 depósitos no activos o abandonados, según el catastro realizado por el Sernageomin de julio del año 2015. A partir de 1915, luego de la falla del tranque Agua Dulce en Sewell, se han registrado al menos 40 fallas estructurales en este tipo de depósitos. Las causas han sido principalmente atribuidas a inestabilidad dinámica del muro de arenas y fallas por erosión eólica e hidráulica. Este tipo de fallas están estrechamente relacionadas al método constructivo del muro y el escaso control de operación de los depósitos (e.g. control de compactación). En los últimos años, una serie de problemas medioambientales, así como la escasez del recurso hídrico, han hecho evaluar a los ingenieros geotécnicos la viabilidad de nuevas técnicas de disposición de relaves que se adapten a las condiciones geográficas, medioambientales y sísmicas del país. A este grupo de nuevas tecnologías se les ha denominado depósitos de relaves no convencionales. Un factor común de todas estas técnicas es la reducción del contenido de agua de los relaves. Adicionalmente, y como resultado de un mayor contenido de sólidos, se disminuye la segregación de partículas finas, la infiltración al suelo de fundación, aumenta la capacidad de depositación debido a una mayor densidad de la mezcla y se consiguen ahorros considerables en la construcción de estructuras de retención (Eli Robinsky). Lo anterior se traduce en un aumento de la estabilidad física y química de los depósitos.

Los tranques de relaves convencionales han sido emplazados en grandes extensiones territoriales. Algunos tranques que se encuentran actualmente en operación sus muros alcanzan alturas por sobre los 250 m con superficies proyectadas por sobre los 80 km^2. De allí que estas sean consideradas unas de las estructuras más grandes del mundo. Por otro lado, la falta de sitios de emplazamientos cercanos a las zonas de extracción de mineral, más precisamente en la zona central del país, junto con las nuevas regulaciones ambientales, han forzado el estudio de la factibilidad de la disposición de relaves no convencionales sobre las cubetas de los tranques

convencionales, generando un depósito “combinado”. A pesar de los grandes desafíos geotécnicos, medioambientales y la incertidumbre inherente que se generan a partir de este nuevo tipo de soluciones, existe a partir de este tipo de solución una gran posibilidad de reducir el impacto de la producción minera en su entorno debido a la reducción sustancial de nuevas concesiones territoriales. En este contexto, el presente trabajo aborda el desafío de analizar la estabilidad física de este tipo de estructura combinada, aplicado al caso real del tranque de relaves Ovejería de la División Andina de Codelco y de su eventual uso de la tecnología de relaves espesados.

Objetivos

Generales

El objetivo general consiste en realizar un análisis geomecánico de estabilidad estática, dinámica y post-sísmica del tranque de relaves Ovejería en tres situaciones de interés: i) en su condición actual de operación; ii) como tranque convencional en etapa de cierre, y iii) convertido a un depósito de relaves combinado.

Específicos

- Estudiar el contexto geotécnico en el que se enmarca un proyecto de reconversión de un depósito convencional a depósito combinado.
- Caracterizar el depósito Ovejería y sus respectivos relaves convencionales y espesados de modo de generar los datos de entrada al modelo numérico.
- Modelar el depósito Ovejería mediante el método de elementos finitos (FEM), para las tres situaciones mencionadas.
- Estudiar la respuesta estructural del depósito desde el punto de vista estático y sísmico, considerando un sismo de alta intensidad y fenómenos de licuefacción para las condiciones de interés.
- Establecer condiciones y características geotécnicas que permitan dar respaldo técnico a las ventajas expuestas en otros proyectos de reconversión de relaves no convencionales a relaves espesados actualmente en operación a nivel nacional.

Organización de la memoria

El **Capítulo 1**, presenta el contexto de la generación de desechos de la minería nacional e internacional lo que permite dimensionar volúmenes y proyecciones de producción de relaves. El capítulo caracteriza los relaves y presenta los distintos tipos de estructuras de retención históricamente utilizadas para el almacenamiento.

El **Capítulo 2**, Describe las características generales de los depósitos de relaves según método de construcción, tipos de relaves y modos de fallas. Se presenta además la tecnología de relaves espesados, y se discute sobre sus ventajas comparativas respecto a depósitos convencionales. En la última parte de este capítulo se introduce la técnica de disposición combinada, en los que relaves espesados son depositados sobre un tranque o embalse convencional.

El **Capítulo 3**, expone la información recopilada durante la estadía del autor en la División Andina de Codelco, referida a las características geotécnicas del tranque de relaves Ovejería para etapas de diseño, construcción y operación (actual). La información se centra en las características resistentes del suelo de fundación, relaves integrales y relaves clasificados del muro de contención. A partir de esta información, el autor procesa la información y obtiene parámetros resistentes adicionales, que permitirán luego el estudio de la respuesta geomecánica de la estructura.

El **Capítulo 4**, avanza hacia el problema de depósito combinado, presentando las principales características generales de relaves espesados. Se presentan los parámetros geotécnicos que caracterizan al relave espesado que generaría la División Andina con sus relaves, para dar lugar a un depósito combinado.

El **Capítulo 5**, utiliza la información contenida en los capítulos 3 y 4 como input para un modelo numérico del depósito en su condición actual y combinada. Se exponen consideraciones, criterios y metodología de modelación y se presentan los escenarios de estudio. Se presentan además, consideraciones sísmicas del análisis dinámico.

El **Capítulo 6**, expone los resultados obtenidos del análisis de estabilidad realizado al tranque Ovejería, bajo escenarios de calculo que considerarán su condición actual y dos escenarios de largo plazo: i) alcanzando altura proyectada, ii) considerando una transición a depósito combinado. Luego, se comparan los resultados del análisis de estabilidad para generar las conclusiones de la aplicación de esta nueva estrategia de disposición.

El **Capítulo 7** expone las conclusiones y recomendaciones más importantes del estudio y se proponen nuevos desafíos de investigación.

1 Introducción

1.1 Generación de relaves en Chile y el mundo

La minería forma parte de nuestra identidad como país, y ha sido y sigue siendo clave para la economía nacional. Su importancia ha sido evidente durante nuestra historia y es innegable en la actualidad. Chile es el principal productor de cobre en el mundo. En 2011, su participación en la producción mundial ascendió a 32%, con una producción superior a los 5,2 millones de toneladas métricas. El año 1990 marca el punto de partida para este sitial de liderazgo. En los años posteriores, la llegada de inversionistas extranjeros y el aumento en las capacidades de Codelco produjeron un explosivo crecimiento en la producción. Chile también ocupa el primer lugar del mundo en cuanto a las reservas de cobre: un 28% del total mundial en 2011 (en comparación al 13% de Perú y el 12% de Australia, los países que le siguen), lo que augura que el desarrollo de la economía nacional estará estrechamente ligada a esta actividad en las próximas décadas (Meller, 2011).

En los años '80 la producción de cobre fue estable en torno a 1,4 millones de toneladas anuales. En la década siguiente se observó un crecimiento sostenido, alcanzando más de 4 millones de toneladas. Posteriormente este crecimiento continuó, aunque a menor ritmo, y en los últimos años la producción se está acercando a 6 millones de toneladas anuales. Esto ha permitido que Chile pase a representar desde un 16% de la producción mundial antes de los '90 a un 32% en años recientes. Asociado al aumento de la producción de cobre, se asocia un aumento de la producción de relaves provenientes de los procesos de concentración. Los relaves arenas o limos y está conformados en su estado convencional aproximadamente por un 50% de sólido y un 50% de líquido. De toda la roca que se extrae de los yacimientos del mineral, cerca del 99% (bajo 1% de ley de cobre) del peso corresponde a material estéril. Es así como se estima que si durante 2014 se produjeron 563,5 Mt (millones de toneladas) de relaves, hacia el 2026 se producirá un

121,8% más al año, es decir, alrededor de 1.249,7 Mt de relaves (Figura 1.1) (Cochilco, 2015).

Figura 1.1 - Proyección producción máxima relaves, 2014-2026 (Cochilco)

En resumen, si actualmente se producen 10,85 ktpd de cobre fino en concentrados, producto del procesamiento de 1,60 Mtpd (millones de toneladas por día) de mineral y se generan alrededor de 1,56 Mtpd de relaves (cifras 2014), la cartera de proyectos mineros de cobre 2015 – 2024 aumentará la producción de cobre fino en concentrados a 18,74 ktpd, producto del procesamiento de alrededor de 3,54 Mtpd de mineral en plantas concentradoras, las cuales generarán alrededor de 3,47 Mtpd de relaves hacia el 2026. Esto significa un aumento de tratamiento diario y generación de relaves de cerca de un 121% solo para aumentar la producción diaria de cobre en un 32%.

El aumento de generación de desechos relaves, a niveles potenciales, crecería prácticamente al 200% en 10 años. Este incremento, unido a los nuevos estándares medio-ambientales y de seguridad, hace que las tecnologías asociadas a metodologías de disposición de desechos mineros sean cada vez más sofisticadas, aunque de mayor riesgo para su entorno. Según los métodos disponibles actualmente, el relave es almacenado en depósitos de diversas geometrías y formas de tratamiento. Las distintas tecnologías disponibles se describen en el siguiente acápite.

1.2 Depósitos 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 proveniente 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 de cobre. Las formas convencionales o tradicionales de almacenamiento son los embalses y tranques.

Un embalse de relaves es aquel depósito donde el muro de contención está construido con material de empréstito como el de la Figura 1.2 y se encuentra impermeabilizado en el coronamiento y en su talud interno. La impermeabilización puede estar 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.

Figura 1.2 - Muro de empréstito. Embalse de lamas en Copiapó. Talud de aguas abajo (Fuente propia, práctica profesional)

Por otro lado un tranque de relaves es aquel depósito donde el muro de contención es construido con la fracción más gruesa del relave, es decir, con arena clasificada a través de un proceso de selección por medio de hidrociclones y compactada, como la Figura 1.3.

Figura 1.3 - Muro de arena de relaves. (Diario U. Chile)

A diferencia de los depósitos anteriores, en los últimos años la minería ha comenzado a implementar nuevas tecnologías para la disposición de sus relaves con el fin de mejorar la eficiencia en el uso del agua y contar con depósitos de relaves más seguros y de menor impacto ambiental. Entre ellas, se encuentran los depósitos de relaves en pasta, filtrados y espesados, todos éstos clasificados como relaves no convencionales.

Estos depósitos no convencionales poseen un bajo contenido de agua, lo que les confiere gran estabilidad física, además de ser un material de baja permeabilidad (como resultado de altos contenidos de solidos) lo que minimiza en forma considerable las infiltraciones hacia el subsuelo. Tampoco es necesario el diseño y construcción de grandes presas como en el caso de los depósitos convencionales debido a la pendiente natural que forman luego de su disposición.

Los relaves en su estado convencional están conformados aproximadamente por un 50% de sólido y un 50% de líquido. A este estado se le denomina *Slurry*. Por su parte, los relaves espesados (*thickened tailings disposal*) son relaves no convencionales que antes de ser depositados, son sometidos a un proceso de sedimentación, mediante espesadores, eliminándole una parte importante del agua que contienen (Figura 1.6). Lo anterior posibilita la disposición cónica en pendiente, como en la Figura 1.4 y en algunos casos sin un muro resistente de gran altura o sencillamente sin un muro de contención.

Figura 1.4 - Depósito TTD (LPSDP Tailings Handbook)

Los relaves filtrados son los tipos de relaves que, antes de ser depositados, son sometidos a un proceso de filtración, como la Figura 1.5, mediante equipos especiales de filtros, donde se asegura que la humedad es menor a un 20% (contenido de agua menor que en relaves espesados).

Figura 1.5 - Muestra de Relaves Filtrados

Por último, los relaves en pasta son los relaves que presentan una situación intermedia entre el relave espesado y el relave filtrado. Corresponden a una mezcla de relaves sólidos y agua, entre 10 y 25% de agua, que contiene partículas finas, menores de 20 µm, en una concentración en peso superior al 15%, muy similar a una pulpa de alta densidad. Su disposición se efectúa en forma similar al relave filtrado, sin necesidad de compactación, teniendo una consistencia coloidal.

Una característica que clasifica mucho mejor y tiene directa relación con el contenido de humedad presente en el relave es su tensión de fluencia o yield stress, es decir, la

ley del relave que define el comportamiento tensión-deformación (Santos, 2011). Para estimar el comportamiento que tendrá el relave según su contenido de sólidos se utilizan una relación como la presentada en la Figura 1.6, que identifica los distintos tipos de relaves según su tensión de fluencia.

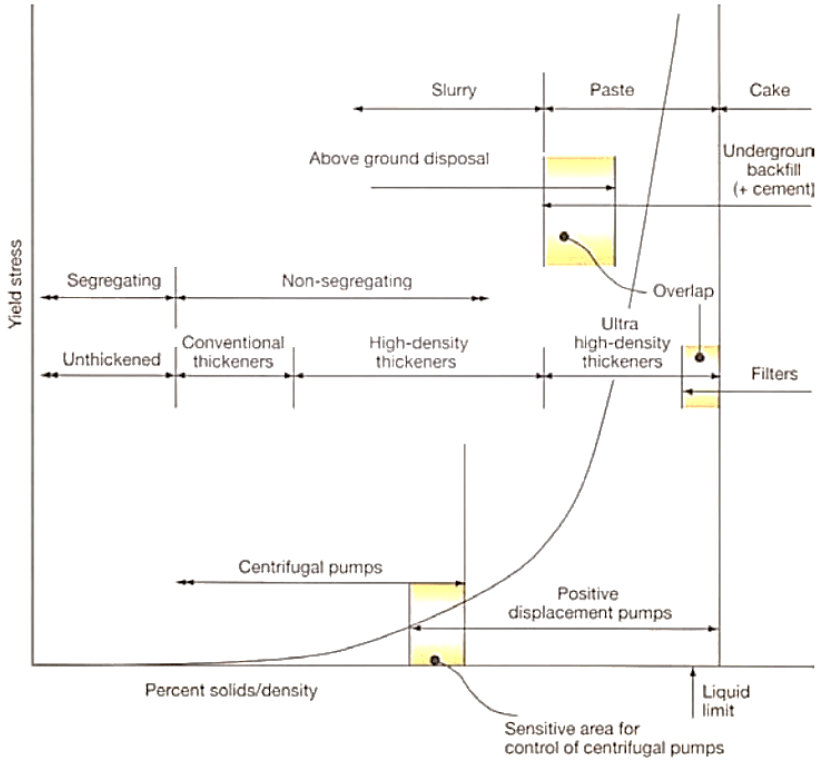


Figura 1.6 – Tensión de corte según porcentaje de sólidos del relave (Jewell & Fourie, 2006)

El enfoque de esta memoria está en la solución de depósito combinado, el que resulta de la disposición de relaves espesados por sobre depósitos convencionales. Por relaves espesados se entenderá como todos aquellos relaves que fueron sometidos a procesos de espesamiento para el aumento del contenido de solidos independiente de su contenido de solidos final (e.g. relaves en pasta o espesados). Por otro lado, la memoria también se concentra en depósitos convencionales del tipo tranque de relaves. En este sentido, en el siguiente capítulo se presentan las principales características de tranques de relaves, depósitos de relaves espesados y se introduce el concepto de depósito combinado.

2 Depósito combinado

En este apartado, se presentan las principales estructuras involucradas en un proceso de conversión de depósito convencional (tranque de relaves) a depósito combinado (depósito de relaves espesados sobre relaves convencionales). Se describen sus principales características geotécnicas en el contexto de la minería nacional.

2.1 Tranques de relaves convencionales

En Chile existen un total de 638 depósitos de relaves, de los cuales 150 se encuentran operativos, y los otros 488 en estado no activo. Como ya se mencionó anteriormente, los tranques de relaves son aquellos depósitos que su muro resistente se construye con la fracción gruesa del relave, separada de la fracción fina o lamas a través de un proceso de selección utilizando hidrociclones. El diseño, como la construcción y operación de los tranques de relaves queda definida por el método constructivo del muro principal. Según el método de construcción del muro del tranque, se denominan a los tranques de relaves como tranques de (a) aguas abajo, (b) de eje central y (c) aguas arriba, como se ilustra en la Figura 2.1.

El método que ha presentado 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 tranque. Por el contrario, la fracción fina se deposita aguas arriba al interior de la cubeta. 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 tranques que 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, éste 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 (Decreto Supremo N° 248).

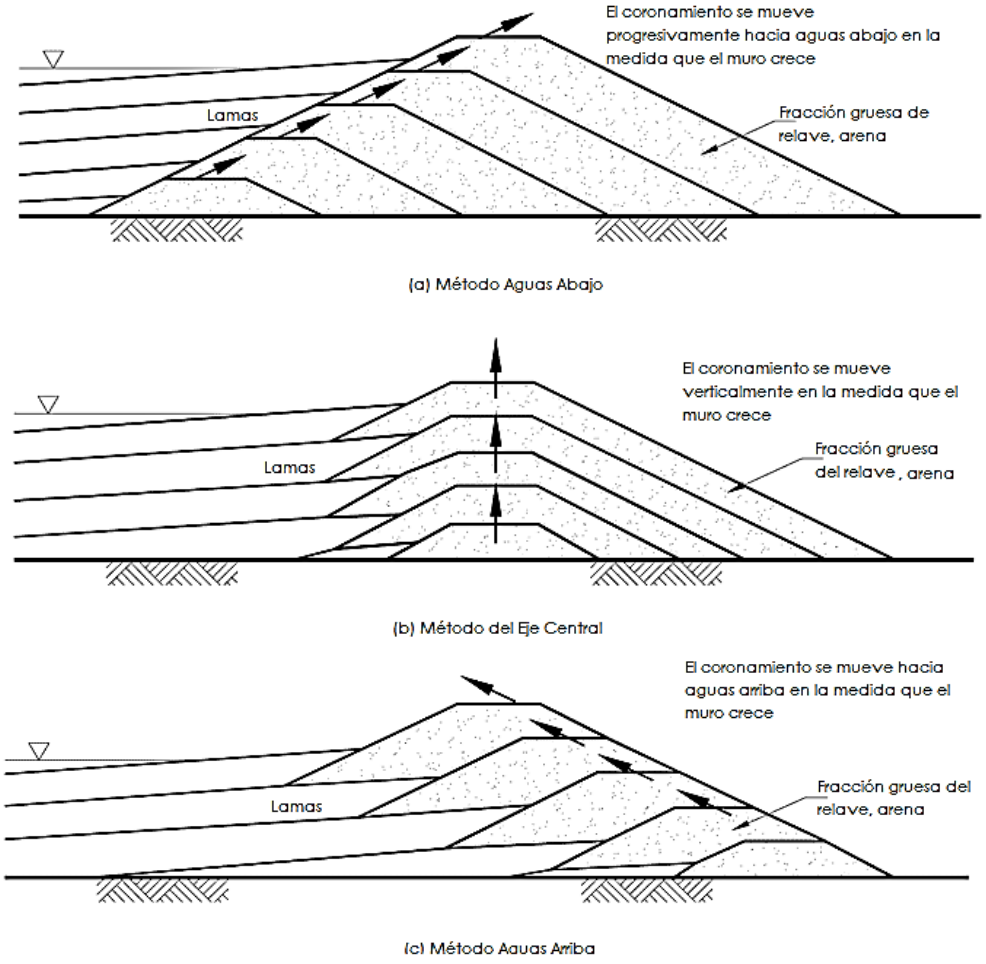


Figura 2.1 - Métodos constructivos de tranques de relaves (imagen adaptada y fuente propia)

2.1.1 Tipos de fallas

Hay una serie de modos de falla comunes a los que tranques de relaves pueden ser vulnerables. Estos incluyen la falla de inestabilidad de talud por deslizamiento rotacional; overtopping o desbordamiento; falla en la fundación; erosión de material particulado; tubificación o piping; y licuefacción o inestabilidad sísmica. Cada modo de falla puede resultar en una falla de tranque parcial o total. A continuación se detallan las fallas mencionadas.

Deslizamiento rotacional

Llamado así debido a que la superficie de falla aparece como un segmento de un cilindro horizontal como se muestra en la Figura 2.2, puede resultar en fallas de talud que van desde desprendimiento local de los relaves en áreas al azar a lo largo de la cara del muro de contención a enormes toboganes de arco circular que se extienden sobre toda la estructura. En general, para una pendiente estable, la resistencia al corte de deslizamiento a lo largo de una superficie de falla potencial supera la tensión de corte que tiende a inducir el movimiento. La inestabilidad se produce cuando la tensión solicitante de corte estática o post-sísmica en la superficie de rotura es mayor o igual a la resistencia al corte del muro. Por lo tanto, las causas de la falla de deslizamiento rotacional pueden ser, por mencionar algunas, cambios en el nivel freático, cambios en la permeabilidad de los materiales de fundación, alteraciones en el muro de contención causados por vibraciones o cargas de impacto, asentamiento de los materiales de fundación, etc.

Figura 2.2 – Falla de talud por deslizamiento rotacional

Falla de fundación

Esta falla es frecuente entre las estructuras de relleno de tierra. Cuando existe una capa débil de suelo o roca a poca profundidad en la fundación por debajo de la estructura, se generará un movimiento a lo largo de un plano de falla si la carga de relleno de tierra produce tensiones que excedan de la resistencia al corte o capacidad de soporte del suelo en la capa débil.

Overtopping, desbordamiento o rebalse

Normalmente se produce cuando el volumen afluente en un embalse, desde el desvío inadecuado de los flujos de agua superficial o flujo de agua de lluvias intensas, supera la capacidad del depósito. Debido a que los tranques de relaves están construidos con materiales altamente erosionables, la fricción causada por un flujo rápido a través del coronamiento del muro de contención sin protección puede erosionar rápidamente un talud, permitiendo una liberación descontrolada de material. Además, un rápido aumento en la presión de poros asociado con gran afluencia de aguas pluviales puede resultar en la licuefacción de arenas y limos embalsados no consolidados. Puede ocurrir un gran flujo sobre el coronamiento del muro pudiendo resultar en una falla mayor del embalse en cuestión de minutos.

Erosión

En zonas de fuertes lluvias, suele ser necesario algún tipo de protección contra la erosión. Los tranques de relaves pueden ser susceptibles a falla por erosión en dos áreas principales, en la línea de contacto entre el terraplén y el muro, y en el talud. La erosión a lo largo de la línea de contacto entre el terraplén y el muro puede resultar de flujo concentrado de aguas pluviales. Normalmente, este tipo de falla se puede prevenir con métodos de desvío de aguas pluviales adecuados. La erosión de las caras del muro de contención puede ser consecuencia de la rotura de líneas de relaves instaladas en el coronamiento. Una vez más, el buen mantenimiento y la ubicación alternativa de líneas de relaves pueden prevenir este tipo de falla.

Tubificación o piping

Se refiere a la erosión del subsuelo a lo largo de una vía de filtración dentro o debajo de un suelo producto del movimiento de partículas finas que da como resultado la formación de un conducto de baja presión que permite flujo a través de él. La tubificación puede ser consecuencia de la filtración presente en un muro de contención con velocidad suficiente (gradiente hidráulico crítico) para erosionarlo. El espacio vacío resultante promueve la erosión progresiva que se extiende aguas arriba hacia la fuente de la filtración. En el peor de los casos, y ante la inexistencia de

filtros, las fuerzas de filtración pueden resultar en la creación de un canal directo desde la laguna de aguas claras al talud exterior. La tubificación excesiva puede resultar en una falla local o general del tranque o la base muro de contención.

Licuefacción

Es uno de los modos de falla más comunes de tranques de relaves. Debido a que estos depósitos comprenden típicamente materiales saturados, de granulometría uniforme los que al ser sometidos a aumentos de demanda de corte disminuyen significativamente sus tensiones efectivas como resultado del aumento de presiones de poros lo que resulta en deformaciones plásticas residuales.

En casos extremos, estos residuos licuados pueden comportarse como un fluido viscoso no newtoniano (e.g. falla de flujo), tal como muestra la Figura 2.2, de manera que pueden pasar a través de aberturas estrechas y fluir distancias considerables. En consecuencia, incluso pequeñas rupturas de presas pueden resultar en liberaciones considerables de materiales confinados.

El fenómeno de licuefacción y respuesta sísmica de depósitos se evaluará para el caso de estudio de esta memoria en los siguientes capítulos.

Fallas de estas estructuras siguen ocurriendo a nivel mundial incluso en estructuras diseñadas y operadas bajo altos estándares. Lo anterior es producto de las complejas condiciones geomecánicas a los que lo depósitos se pueden ver expuestos durante su construcción, operación, cierre y post-cierre. Algunas fallas actuales se describen a continuación.

Figura 2.3 – Fenómeno de licuefacción.

2.1.2 Grandes fallas recientes

Minas Gerais, Mariana Brasil

El 5 de noviembre de 2015 en Bento Rodríguez, en el estado de Minas Gerais en Mariana, Brasil, ocurrió la falla de dos depósitos de relaves de hierro de la empresa Samarco, con sus asociados Minera Valle y la anglo-australiana BHP Billiton, dejando fluir 60 millones de metros cúbicos de material de desecho 650 km a través del río Doce hasta llegar al océano Atlántico, arrasando con toda la flora y fauna a su paso como se muestra en la Figura 2.3, dando muerte a 15 personas, dejando 4 desaparecidos, y más de 250.000 damnificados arrasando poblados en Minas Gerais y Espirito Santo. Es considerado el mayor desastre medioambiental de Sudamérica. Al momento se desconocen las reales causas de la falla, aunque se asocia a fenómenos de extrusión que generaron capas débiles de falla en estado licuado. La multa impuesta por el gobierno federal y los administradores estatales asciende a 20 mil millones de reales, es decir unos US$ 5.240 millones.

Compañía Minera Mount Polley, Canadá

El 4 de agosto del año 2014, considerado el peor desastre minero en la historia de Canadá, fluyeron 24 millones de metros cúbicos de material de desecho de la compañía minera Mount Polley, afectando el curso natural del río Hazeltine Creek, los lagos Quesnel y Polley en la región de Cariboo, en la provincia Columbia Británica, y condenando más de un cuarto de la población de salmón rojo de la región y una de las fuentes de agua potable de los habitantes del sector, tal como se muestra en la Figura 2.3.

Las causas que se barajan por parte de los análisis realizados por los expertos indican un diseño deficiente del depósito, fallas asociadas a suelo de fundación, licuefacción estática, escasa supervisión en la operación. Algunos informes indican también que desde el año 2011, en ocasiones, el depósito sobrepaso la capacidad para la que fue diseñado.

Figura 2.4 - Fallas Samarco Brasil (izq.) Mount Polley Canadá (der.)

2.1.3 Fallas históricas en Chile

Como se ha visto, tranques de relaves convencionales pueden fallar en forma catastrófica durante la ocurrencia de un sismo o de forma estática si estos no están debidamente diseñados, operados y construidos. En el caso de la División El Teniente de Codelco, los tranques de relaves inicialmente proyectados por Braden Copper Company fallaron sistemáticamente. Estas fallas fueron producto de la falta de información en esa época de los niveles de pluviometría de la zona y del desconocimiento del fenómeno de licuefacción en materiales no cohesivos, saturados, de baja compacidad, al ser solicitados sísmicamente.

Resulta evidente que la falla de un tranque de relaves tiene un altísimo costo, tanto de un punto de vista económico como de un punto de vista ecológico y ambiental, debido a que estos residuos tienden a escurrir cubriendo amplias extensiones o encausándose por quebradas y ríos con el consiguiente perjuicio al medio ambiente. Del estudio "*Failures of sand tailings dams in a highly seismic country*" (Villavicencio et al., 2014) se extrajo la Tabla 2.1 que muestra los casos de fallas en los tranques de relaves chilenos entre los años 1915 y 2010, donde se incluyen al menos 18 fallas por Licuefacción con Falla de Flujo (LQ+FF).

Por otra parte, los tranques de relaves nacionales debidamente proyectados con ingeniería geotécnica "actualizada", en lo que se conoce como "depósitos de tercera generación", han respondido satisfactoriamente frente a los eventos sísmicos ocurridos en los últimos años, como por ejemplo el 27F 2010, Iquique 2011, o Coquimbo 2014.

Tabla 2.1 - Fallas tranques de relaves chilenos (Villavicencio et al., 2014)

Dam	Location (city/Region)	Incident date	Construction method	Height (m)	Pondage volume (m3)	Failure mechanism	Flow volume (m3)	Flow (m)
Agua dulce	Sewell, VI Region, Rancagua	15-06-1915	-	61	-	OT+FF	180.000	-
Barahona 1	Sewell, VI Region, Rancagua	01-12-1928	US	65	20.000.000	LQ+FF	2.800.000	-
El Cerrado	Cabildo, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	25	-	SI+SID	-	-
El Cobre Viejo	Nogales, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	35	4.250.000	LQ+FF	1.900.000	12.000
El Cobre Chico	Nogales, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	26	985.000	SI+SID	-	-
El Cobre Nuevo	Nogales, V Region, Valparaíso	28-03-1965	DS	19	350.000	LQ+FF	350.000	12.000
Cerro Negro No. 1	Cabildo, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	46	-	SI+SID	-	-
Cerro Negro No. 2	Cabildo, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	46	-	SI+SID	-	-
Cerro Negro No. 3	Cabildo, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	20	500.000	LQ+FF	85.000	5.000
Hierro Viejo	Petorca, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	5	-	LQ+FF	800	1.000
Los Maquis 1	Cabildo, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	15	-	SI+SID	23.000	40.000
Los Maquis 3	Cabildo, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	15	43.000	LQ+FF	21.000	5.000
La Patagua	La Ligua, V Region Valparaíso	28-03-1965	US	15	-	LQ+FF	35.000	500
Bellavista	San Felipe, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	20	450.000	LQ+FF	70.000	800
El Sauce 1	Llay Llay, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	6	-	LQ+FF	-	-
El Sauce 2	Llay Llay, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	5	-	SI+SID	-	-
El Sauce 3	Llay Llay, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	5	-	SI+SID	-	-
El Sauce 4	Llay Llay, V Region, Valparaíso	28-03-1965	US	5	-	SI+SID	-	-
Ramayana	V Region Valparaíso	28-03-1965	US	5	-	LQ+FF	156	-
Marga	Sewell, VI Region, Rancagua	1980	-	-	-	OT+FF	-	-
Arena	Sewell, VI Region, Rancagua	1980	-	-	-	OT+FF	-	-
Veta del Agua No. 2	Nogales, V Region, Valparaíso	07-11-1981	US	20	-	LQ+FF	-	-
Vallenar N° 1 y No. 2	Vallenar, IV Region, Vallenar	1983	-	-	-	OT+FF	-	-
Veta del Agua No. 1	Nogales, V Region, Valparaíso	03-03-1985	US/CL	24	700.000	LQ+FF	280.000	5.000
Cerro Negro No. 4	Cabildo, V Region, Valparaíso	03-03-1985	US/CL	40	2.000.000	LQ+FF	500.000	8.000
Cobre No. 4	Nogales, V Region, Valparaíso	03-03-1985	DS	50	-	SI+SID	-	-
Almendro	IV Region, Vallenar	14-10-1997	US	18	-	LQ+FF	-	-
Algarrobo	IV Region, Vallenar	14-10-1997	US	20	-	LQ+FF	-	-
Maitén	IV Region, Vallenar	14-10-1997	US	15	-	LQ+FF	-	-
Tranque Antiguo Planta La Cocinera	Vallenar, IV Region, Vallenar	14-10-1997	US/CL	30	-	LQ+FF	60.000	-
El Cobre 2,3,4 y 5	Nogales, V Region, Valparaíso	22-09-2002	US	-	-	OT+FF	8.000	-
El Cobre	Nogales, V Region, Valparaíso	08-11-2002	US	-	-	OT+FF	4.500	-
Cerro Negro No. 2	Cabildo, V Region, Valparaíso	03-10-2003	US	-	-	OT+FF	80.000	-
Tranque Adosado Planta Alhué	Alhué, Region Metropolitana	27-02-2010	DS	15	-	LQ+SI	-	-
Las Palmas	Pencahue, VII Region, Maule	27-02-2010	-	15	-	LQ+FF	80% of total volume	500
Tranque Planta Chacón	Cachapoal, VI Region, Rancagua	27-02-2010	-	-	-	SI+SID	-	-
Veta del Agua Tranque No. 5	Nogales, V Region, Valparaíso	27-02-2010	US	-	-	SI+SID	80.000	100
Tranque No. 1 (Minera Clarita)	San Felipe, V Region, Valparaíso	27-02-2010	US	-	-	SI+SID	80% of total volume	-

Nota: US, aguas arriba; UP/CL, aguas arriba y eje central; DS, aguas abajo; OP estado operativo; AB, abandonado: OP/AB, estado de cierre; LQ+FF, licuefacción con falla de flujo; SI+SID, inestabilidad de talud con deformaciones sísmicamente inducidas; OT+FF, desborde con falla de flujo.

2.2 Depósitos de relaves espesados

El agua es uno de los recursos más escasos para dar actividad a los procesos en la gran minería del cobre y considerado como crítico en términos de la producción de minerales nacional. Un tema estratégico en manejo del recurso dice relación con los tranques de relaves y las tecnologías que permiten construirlos y manejarlos de la

manera más óptima, aumentando las tasas de recuperación de agua. En este sentido, depósitos de relaves espesados, están siendo cada vez más utilizadas en los últimos años debido principalmente, a que permiten una utilización del agua más eficiente que los depósitos de relaves convencionales como resultado de procesos de espesamiento previos a etapas de disposición.

2.2.1 Descripción del método de relaves espesados

Depósitos de relaves espesados (TTD, ***T****hickened* ***T****ailings* ***D****isposal*) son aquellos depósitos de forma cónica en pendiente, en los cuales el relave descargado ha sido sometido previamente a un proceso de espesamiento lo que al incrementar las concentraciones de sólidos en peso en comparación al relave convencional, es considerado como autosoportante, con mayor estabilidad estática y sísmica que los depósitos convencionales. El uso tecnologías de espesamiento reduce los riesgos asociados a fallas de depósitos, debido a que presentan un bajo contenido de agua, lo que genera un material altamente impermeable. De este modo, disminuyen en forma considerable las infiltraciones hacia el subsuelo, se reduce la generación de material particulado erosionable por viento y aumenta la estabilidad física de la estructura debido a una mayor rigidez y una baja susceptibilidad a fenómenos de contracción en condición no drenada bajo carga monótona o cíclica.

Para lograr el espesamiento se utiliza la tecnología de sedimentación, que consiste en la utilización de equipos espesadores o sedimentadores, los cuales están diseñados para aumentar la concentración en peso del relave, recuperando agua de proceso para ser reutilizada. Los espesadores utilizan reactivos llamados floculantes que favorecen la sedimentación y aprovechan la fuerza de gravedad para comprimir el relave.

Los principios básicos establecidos por el sistema TTD son espesar los relaves hasta obtener una mezcla semilíquida de alta consistencia y descargarlos para obtener la máxima superficie de evaporación. El propósito es simplemente disponer de una gran cantidad de roca finamente molida y agua procesada al menor costo (Eli Robinsky). Una buena molienda, y material sin contenido de arcillas son aspectos que ayudan a aplicar la tecnología. Plantearlo como solución, puede entregar buenos resultados

pero no es una solución generalizada, ya que distintos relaves pueden poseer reologías muy diferentes.

El comportamiento de la masa espesada es más como el de un semisólido que el de un fluido, Figura 2.4. Dentro de esta masa no se produce segregación, a diferencia de lo que ocurre en relaves convencionales, generándose un material homogéneo en toda la masa de relaves depositada evitando así que posteriormente se pueda generar el fenómeno de sifonamiento o piping. De este modo, debido a que la fracción fina de los relaves permanece atrapada y dispersa homogéneamente dentro de la masa de relaves, no se forma una laguna de sedimentación de finos, disminuyendo el gradiente hidráulico en comparación a los relaves convencionales.

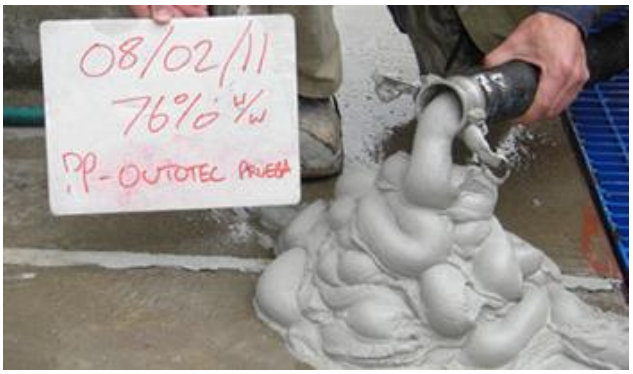


Figura 2.5 - Muestra de relave no convencional (Outotec)

En la Figura 2.6 se presenta una comparación entre los depósitos de relaves convencionales y espesados. Se observa que en los tranques convencionales el nivel freático se ubica en la parte superior del depósito debido a la existencia de la laguna de aguas claras. En los depósitos de relaves espesados la depositación se realiza en capas de pequeño espesor, de esta forma se induce la evaporación luego de la colocación de cada una de las capas, lo que permite mantener el nivel freático localizado en la parte inferior del tranque. Además este método aumenta significativamente las capacidades de almacenamiento tanto por ser un material más denso y por ser autosoportante, lo que permite crecer en pendiente.

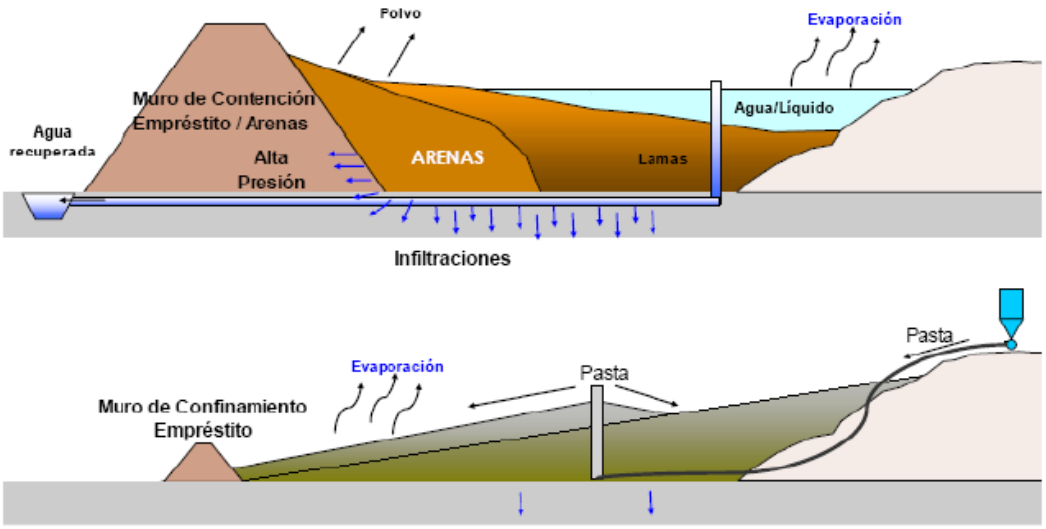


Figura 2.6 - Modelo depósito convencional y espesado (Rivera, 2012)

El TTD no requiere laguna de decantación convencional, haciendo que los relaves espesados sean descargados sobre el nivel freático, sin peligro que se produzcan infiltraciones. En otras palabras, se produciría un ascenso de agua por capilaridad desde el nivel freático a la superficie del depósito tal como ocurre el flujo en suelos no saturados, debido a la generación de presiones de poros negativas, o esfuerzos de succión por capilaridad. Estas presiones actuarán comprimiendo el relave y consolidándolo por secamiento. Este efecto de consolidación se presenta en todos los suelos finos.

La seguridad de depositar un material homogéneo y las dos vías de consolidación generadas con el sistema TTD (peso propio y evaporación hasta el límite de contracción), permiten convertir la pulpa de relave depositada en un suelo denso, disminuyendo el riesgo de licuación y con una resistencia al corte que le permite ser estable ante solicitaciones sísmicas.

La descarga de relaves puede hacerse desde un punto elevado o desde la parte superior de una ladera de cerro, Figura 2.6(c) y 2.6(d). Alternativamente, en un terreno horizontal, se puede generar un cono de relaves desde una torre central, Figura 2.6(b). Los relaves descargados se dispondrán capa sobre capa, así una capa fluirá aguas abajo hasta que pierda completamente la energía, producto de la

disminución de volumen y velocidad hasta detenerse; entonces, una nueva capa fluirá por sobre la primera y avanzará aguas abajo, Figura 2.7, haciendo crecer el depósito.

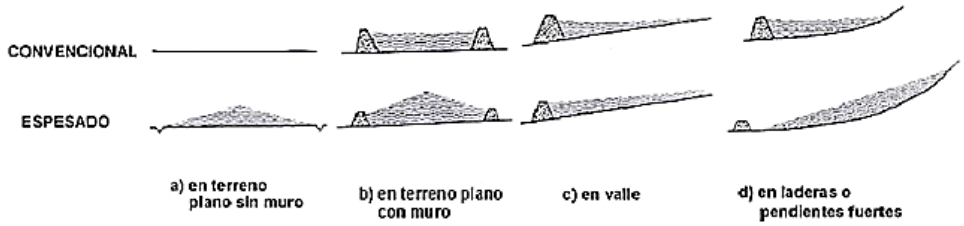


Figura 2. 7 - Disposición de relaves convencionales y espesados

La experiencia indica que una capa de escurrimiento de relave espesado tiene de 2 a 5 cm de espesor, Figura 2.7, dependiendo de la concentración de sólidos y de la viscosidad de la pulpa espesa. Con concentraciones de sólidos bajas, las capas serán delgadas, el flujo será relativamente rápido y la pendiente de depositación baja. A medida que aumenta el espesamiento, el flujo se hará más lento, las capas tendrán más espesor y la pendiente será más pronunciada.

Figura 2.8 - Escurrimiento de relave espesado en un TTD

2.2.2 Experiencia en el uso de la tecnología

Con estos antecedentes expuestos es claro que los depósitos convencionales son susceptibles a fallas. Es por esto que en el mundo existe una naciente tendencia a almacenar los relaves en depósitos de espesados.

La Tabla 2.2 expone los proyectos de depósitos de relaves espesados en Chile y en otros países con importante actividad minera, como Canadá y Australia. El proyecto en curso más importante a nivel mundial de relaves espesados se encuentra en Chile, más específicamente a 180 km de Antofagasta y a 100 km de Calama, en la comuna de Sierra Gorda, a cargo de Minera Esperanza, con una producción de cerca de 95 ktpd de relaves espesados, similar a la producción de la División Andina de Codelco.

Tabla 2.2 - Proyectos que han implementado TTD

País	**Empresa (Proyecto)**	**Producción de relave [ktpd]**
Chile	**Esperanza**	**95,0**
	Enami, Delta	-
	Collahuasi	-
	Coemin	15,0
	Las Cenizas	2,5
Canadá	Kidd Creek	6,0
	Vaudreuille	-
	Blue	-
	Myra Falls	4,0
Australia	Sunrise Dam	-
	Osborne	4,0
	Mount Keith	31,0
	Peak Gold	1,9
	Pinjarra	36,0
	Ernest Henry	16,0
Tanzania	Buyanhulu	2,0
Irán	Miduk	14,0

2.2.3 Emplazamiento de estos depósitos

Hasta el momento se tiene una mayor claridad de lo que es un tranque de relaves convencionales, los métodos constructivos que los definen, los riesgos que éstos

presentan y los daños ocasionados por el fenómeno de licuefacción y los demás tipos de fallas que afectarían a estas estructuras ante un sismo, se presenta la tecnología de relaves espesados que minimizaría estos riesgos, y presenta grandes ventajas comparativas a los relaves convencionales. Sin embargo, existe una problemática importante: el emplazamiento de un proyecto de relaves espesados implicaría una gran extensión territorial, y para evaluar esta situación se debe tener presente, entre otras cosas, que existe actualmente una escasa concesión de espacios destinados a depósitos de relaves, lo que fuerza a la industria a aumentar las alturas de sus tranques existentes.

El contexto nacional en el que estaría inmerso un proyecto de disposición de relaves espesados, se visualiza en el mapa minero del año 2015 (Anexo A) que expone los proyectos mineros actuales documentando sus valores productivos y su ubicación geográfica dentro del país, además incluye un listado con las empresas más importantes presentes hoy en Chile y los proyectos mineros futuros los cuales alcanzan plazos hasta el año 2023, concentrándose en zona centro norte del territorio nacional.

Esto es un avance en materia económica y productiva para la región, pero estos proyectos que en su mayoría pertenecen a obras de expansión o explotación, requieren de un soporte robusto en materia de emplazamiento de los desechos que serán generados, lo que plantea un desafío debido a las estrictas regulaciones de espacio que hoy existen en estos sectores. Proyectos importantes para el desarrollo económico nacional, como el proyecto Nuevo Nivel de la Mina el Teniente de Codelco por ejemplo requieren de un sistema de depósito de relaves adecuado a sus niveles de generación de residuos. En este contexto y por otro lado, el proyecto estructural de Codelco que desea expandir las zonas de explotación de la División Andina para alcanzar más de 240 ktpd de producción de concentrado, implica que para los primeros 30 años de implementada esta expansión se genere 600 ktpa de cobre fino totales, y aumente la vida útil de la división hasta el 2085. Por esto, para llevar a cabo todas estas operaciones es necesaria una ampliación del tranque de relaves Ovejería y su sistema de transporte en canaleta, con posibles sistemas de

recuperación de agua y recirculación, o alternativamente aplicar la tecnología de relaves espesados.

2.3 Sistema combinado

Es clara la escasez de sitios que permitan el emplazamiento de un nuevo depósito de relaves espesados o no convencional, así como las importantes extensiones que han llegado a alcanzar en la actualidad las cubetas de almacenamiento de relaves convencionales. También es evidente que el aumento de la altura de los depósitos de relaves convencionales, a la luz de la falta de nuevas concesiones, aumenta el riesgo de falla de estas estructuras. Todo esto ha forzado el estudio y análisis de la factibilidad de la disposición de relaves espesados por sobre la apoyando directamente los relaves espesados sobre las cubetas con relaves convencionales.

Un ejemplo de este concepto es uno de los proyectos estructurales que tiene en su cartera Codelco en la División Radomiro Tomic, con el proyecto Radomiro Tomic Sulfuros, que corresponde a la opción de continuidad del desarrollo de la mina a rajo abierto. Entre sus aspectos más relevantes se encuentra que a partir del 2021, poner en funcionamiento la tecnología de relaves espesados sobre el tranque Talabre, reemplazando la disposición convencional actual. Para tomar la decisión de llevar a cabo este proyecto en un depósito de la envergadura del tranque Talabre, se debió realizar un estudio de estabilidad del tranque en su condición actual, caracterizar los materiales que lo componen y estimar el desempeño que tendría el sistema con esta nueva disposición de relaves no convencionales. Una situación similar se estudia en esta memoria sobre el tranque Ovejería.

3 Caracterización geotécnica del depósito de relaves Ovejería

En el contexto de la materialización a nivel nacional de proyectos de depósitos combinados, esta memoria busca comprender desde un punto de vista geomecánico, la estabilidad de este tipo de estructuras. En particular, se analizará la estabilidad del depósito de relaves Ovejería el cual podría convertirse en el mediano plazo, de acuerdo los planes de producción actual, en un depósito combinado de características únicas en el mundo. La empresa ha evaluado la factibilidad económica de realizar este proyecto en el tranque en un par de oportunidades, sin embargo, su alto costo de conversión y los actuales bajos precios del cobre, no han permitido materializar su conversión. Este capítulo presenta los principales aspectos geotécnicos del caso en estudio, que permitan sentar la base de análisis de respuesta en capítulos posteriores. Un análisis de este tipo permitirá dar respaldo técnico al proyecto de reconversión del tranque Ovejería a sistema combinado.

En la Figura 3.1, se presenta el Tranque Ovejería, el cual es uno de los tranques más importantes del país debido a su gran extensión y niveles de almacenamiento de relaves. El tranque se encuentra ubicado en la localidad de Huechún a 50 km al Norte de Santiago (Figura 3.2). Actualmente su producción de mineral alcanza las casi 90 ktpd.

Figura 3.1 - Tranque de relaves Ovejería. Huechún. Codelco Andina

El depósito es actualmente operado de modo convencional, esto es clasificando el relave en el coronamiento del muro resistente, dirigiendo la fracción gruesa (arenas) para su construcción y la fracción fina (lamas) hacia el interior de la cubeta para su sedimentación y posterior recuperación de aguas contactadas. Adicionalmente una fracción de los relaves, es depositada en forma integral (sin segregar fracción fina y fracción gruesa) desde una canaleta ubicada en la zona posterior y oriente del depósito.

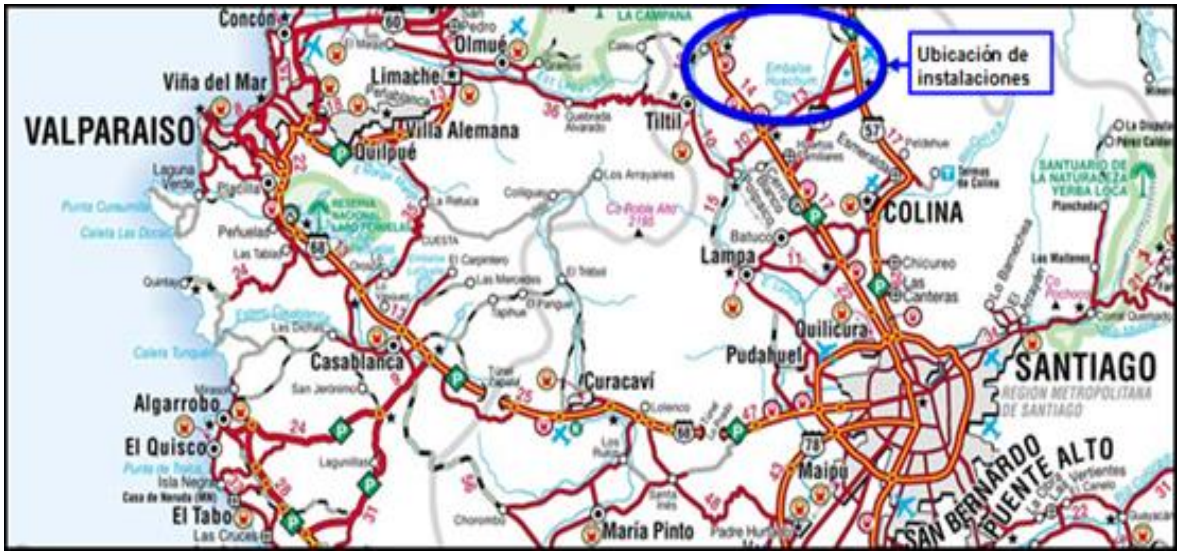


Figura 3.2 - Plano de ubicación de la instalación

El crecimiento del muro se realiza mediante el método de aguas abajo y actualmente presenta una cota de coronamiento media de 636,5 msnm. La Figura 3.3 presenta los datos de producción considerados a corto plazo (período diciembre de 2015).

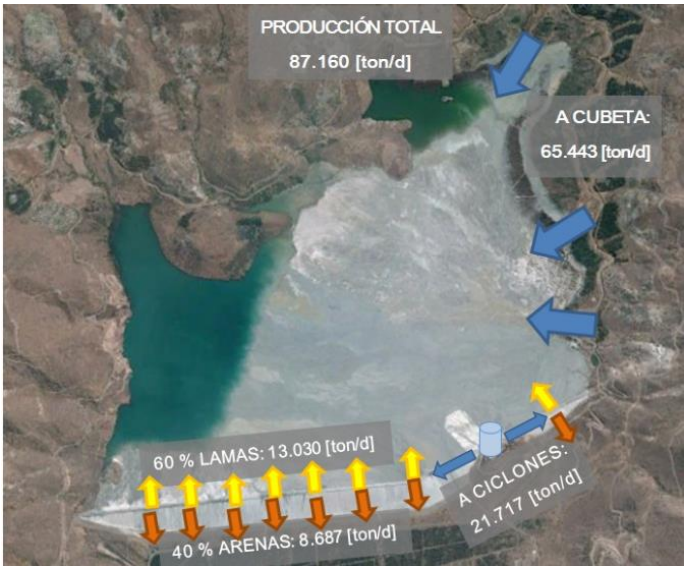


Figura 3.3 - Producción de relaves y depositación en Ovejería a diciembre 2015 (Google Earth y elaboración propia)

En los siguientes acápites se caracterizan los relaves y unidades de suelo presentes en el actual Tranque de relaves Ovejería mientras que en el capítulo 4 se presentan las características de los potenciales relaves espesados a depositar sobre el tranque. En este capítulo se presenta una caracterización detallada de los materiales predominantes en el depósito Ovejería:

i) Suelo de fundación (que a su vez se divide en varios estratos),
ii) Arena cicloneada del muro principal, el empréstito del muro de partida y,
iii) Relaves convencionales embalsados.

La mayoría de los antecedentes aquí presentados fueron obtenidos de diversos documentos técnicos elaborados por distintas empresas consultoras a lo largo del diseño, construcción y operación del Tranque Ovejería (desde 1992). La información ha sido unificada, interpretada y condensada en los siguientes acápites de modo de satisfacer los alcances de la presente memoria.

3.1 Suelo de fundación

En el documento de referencia (REG-GC-JRI, 1994) proporcionado por Andina "Memoria técnica de la solicitud de permiso para construcción y operación del depósito de relaves Ovejería" se exponen estudios que se realizaron para determinar las características geotécnicas del suelo de fundación en la rinconada de Ovejería. Este análisis contemplo la ejecución de prospecciones basadas en 83 calicatas entre 1,5 y 15 m de profundidad, 21 sondajes RQD con más de 1.000 m de perforación, y 11 perfiles sísmicos con un total de 18.580 m lineales analizados, en la etapa de diseño.

La Figura 3.4 es una imagen satelital del tranque capturada desde la plataforma Google Earth del 2015 y las prospecciones aquí señaladas fueron realizadas en su etapa de diseño (1992-1993), cuando éste aún no se construía. Es útil destacar las ubicaciones estratégicas que fueron seleccionadas para el estudio del suelo. Además durante este trabajo se utilizaron todos los estudios posteriores a los estudios de la etapa de diseño con el objetivo de completar la información y trabajar con los datos más recientes.

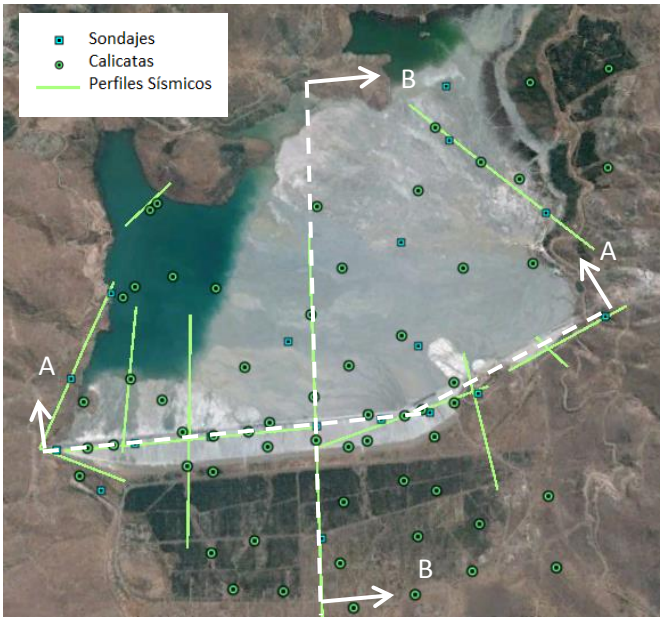


Figura 3.4 - Prospecciones en el área del tranque. Eje A-A, eje B-B

El presente estudio considera el análisis de un eje principal, eje B-B, y otro eje de referencia, eje A-A, según muestra la Figura 3.4.

Para los análisis de estabilidad realizados en esta memoria se utilizará sólo el eje B-B, dado que representa la condición más crítica de análisis, es decir mayores alturas, y se puede modelar la totalidad de los estratos y materiales presentes, además de visualizar los planos dónde se presentarían las reales fallas en el muro. Pese a lo anterior, se describe también el eje A-A de modo de complementar la descripción geotécnica de los materiales en profundidad.

3.1.1 Perfil A-A, longitudinal al muro

Los suelos existentes en este sector son lenticulares y con granulometría heterogénea, lo cual hace difícil establecer un modelo geotécnico global, capaz de representar fielmente los suelos existentes. Por otra parte, se diferenciaron los parámetros geotécnicos de los suelos ubicados al oriente y poniente del sitio, dadas las distintas características observadas. Debido a tamaño y resolución, el perfil se presenta en Anexo B.

En el sector oriente se detectan algunas zonas un poco más permeables, básicamente debido a la existencia de arenas y gravas limosas sueltas. En términos generales, la presencia de limos de alto índice de vacíos y arenas limpias y/o limosas, se presentan en forma lenticular, principalmente el sector oriente, siendo difícil determinar sus extensiones con la información de terreno disponible. Estos niveles se encuentran superficialmente, hasta profundidades máximas de 10 m, y sería conservador suponer que estos lentes se encuentran interconectados entre sí. A continuación en la Tabla 3.1 se presenta de forma simplificada el modelo estratigráfico que caracteriza ambos sectores tanto oriente como poniente del eje longitudinal bajo el muro principal. El punto que corta ambos sectores es el sondaje SO-5, que también coincide con el punto de intersección entre el eje A-A y el eje B-B (Anexo C).

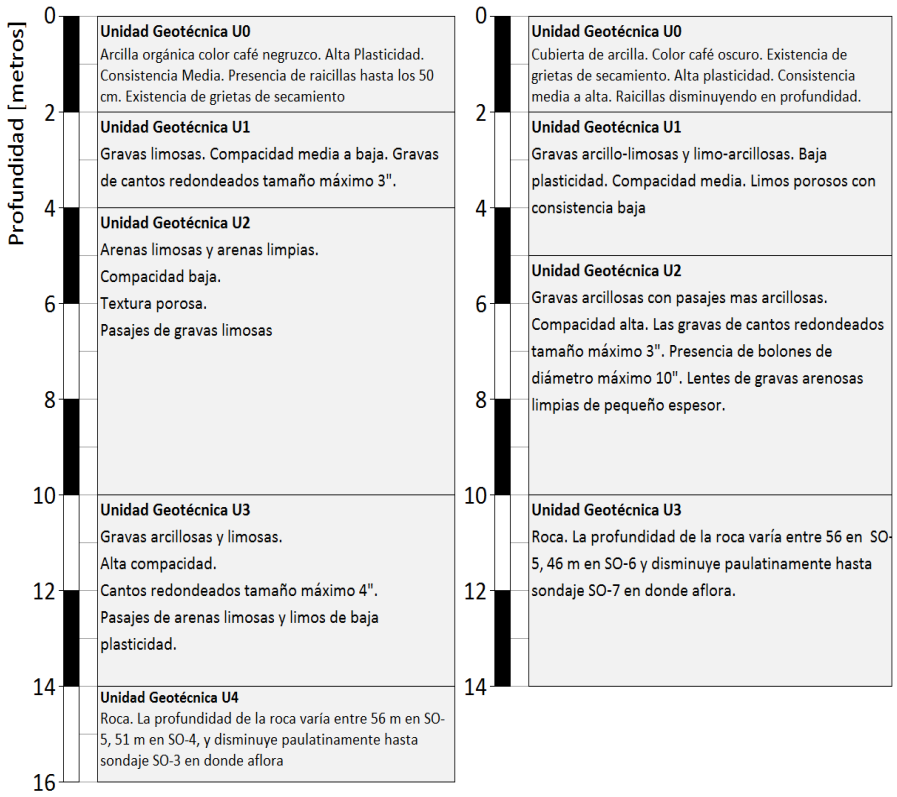


Figura 3.5 - Modelo estratigrafía A-A poniente (izq.) oriente (der.)

3.1.2 Perfil B-B transversal al muro

Debido a la presencia de múltiples lenticularidades y variabilidad en las características granulométricas y físicas de cada estrato, se utilizó como apoyo un estudio realizado por HATCH el año 2012 en el marco de un estudio de estabilidad para proyecto de expansión de Andina, el que indica que el subsuelo del eje B-B está conformado por los horizontes del Anexo C.

Como se presenta en el Anexo C, el eje B-B corresponde a un perfil transversal al eje A-A, con descripción de todos los horizontes en profundidad. Presenta un nivel superficial de arcilla orgánica de 2 m de potencia aproximadamente. Debajo de la arcilla, el perfil es un estrato limoso de baja plasticidad, de 5 a 7 m de potencia aproximadamente, que presenta distintos contenidos de gravas, arenas y arcillas. El nivel limoso presenta lenticularidades de arenas limosas con distinto contenido de gravas arcillo-limosas. A continuación existe un horizonte de gravas con distintos contenidos de arcilla, limo y arena y lenticularidades de arcillas, limos y arenas. Bajo

este paquete de gravas se encuentra la roca basal, la cual se presenta a una profundidad desde los 10 m en la calicata CO-18 ascendente hacia aguas abajo llegando a una profundidad de 65 m en las cercanías del sondaje SO-10 y un profundidad de 56 m aproximadamente bajo el eje del muro en el sondaje SO-5. El nivel freático estaría bajo los 5 m de profundidad aguas arriba del muro, hacia abajo el nivel asciende, situándose entre 1 y 2 m de profundidad, lo que podría indicar la ocurrencia de flujo subterráneo.

El modelo conceptual estratigráfico corresponde a un perfil propuesto en etapa de diseño del tranque. Sin embargo, esta caracterización ha sido corroborado en años recientes mediante la ejecución nuevas prospecciones (HATCH, 2012). En este sentido, en la Tabla 3.1, se presenta una caracterización geotécnica de los materiales del subsuelo de fundación del tranque de relaves Ovejería. En el siguiente acápite se describen los principales parámetros geotécnicos de los materiales observados en el perfil B-B.

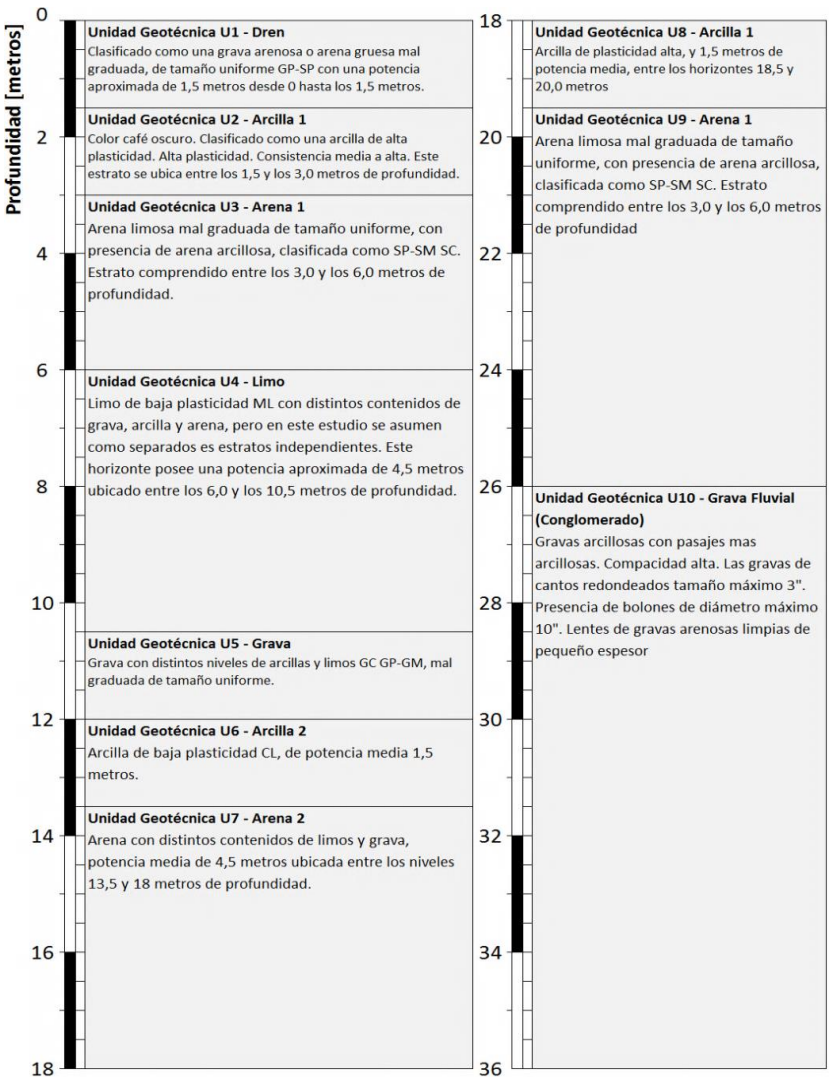


Figura 3.6 - Perfil estratigráfico B-B

Tabla 3.1 - Resumen modelo conceptual estratigrafía del suelo. Eje B-B

Material	Clasificación USCS	Espesor capa [m]	Tramo [m]	
Dren	GP-SP	1,5	0,00	1,50
Arcilla 1	CH	1,5	1,50	3,00
Arena 1	SP-SM SC	3,0	3,00	6,00
Limo	ML	4,5	6,00	10,5
Grava	GC GP-GM	1,5	10,5	12,0
Arcilla 2	CL	1,5	12,0	13,5
Arena 2	SM-GM	4,5	13,5	18,0
Arcilla 1	CH	1,5	18,0	19,5
Arena 1	SP-SM SC	6,5	19,5	26,0
Grava	GP-GM GW-GC	34	26,0	60,0

Parámetros geotécnicos

La información aquí presentada pertenece en su mayoría a estudios de ingeniería previos realizados para la estructura y de referencias bibliográficas para materiales de similares características. El resumen de los valores adoptados para cada horizonte se expone en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 - Parámetros geotécnicos - Suelo de Fundación del depósito

Propiedades		**Dren**	**Arcilla 1**	**Arena 1**	**Limo**	**Grava**	**Arcilla 2**	**Arena 2**	**Grava fluvial**
Peso específico no saturado	[kN/m3]	20,8	16,2	17	14,9	22,1	18,3	18,9	22,1
Peso específico saturado	[kN/m3]	23	20,4	20,6	19,3	23,9	23	21,9	23,9
Cohesión	[kN/m2]	0	175	0	6	0	400	0	0
Ángulo de fricción interna	[°]	36	19	30	34,75	40	19	37	40
Módulo de Young	[kN/m2]	80.000	6.000	20.000	25.000	150.000	20.000	70.000	150.000
Módulo de Poisson	[ ]	0,25	0,4 (0,35)	0,3	0,3	0,25	0,4 (0,35)	0,35	0,25
Ángulo de dilatancia	[°]	6	0	0	0	10	0	7	10

El módulo de elasticidad en la tabla anterior, representa el módulo de elasticidad estático. Los parámetros dinámicos adoptados en etapas de cálculo se describen en el capítulo 5.

En términos de consolidación para materiales finos, se observan los valores de la Tabla 3.3 para el coeficiente de consolidación (C_v) , índice de Compresibilidad (C_c) y presión de preconsolidación (σ'_c) (REG-GC-JRI, 1994).

Tabla 3.3 - Parámetros consolidación. Calicatas pertenecientes eje B-B.

Calicata	**Clasificación USCS**	σ'_c **[kg/cm²]**	C_c	C_v**[cm²/min]** **Incremento de carga** [kg/cm²]			
				1,0-2,0	2,0-4,0	4,0-8,0	8,0-16,0
CO-21	CL	1,5	0,276	1,04	0,33	0,43	0,69
CO-15	CL	2,2	0,518	0,21	0,06	0,21	0,33

Se estima que las arcillas se encuentran en estado preconsolidado, probablemente debido a fenómenos de por secamiento. Por su parte, los índices de compresibilidad C_c son altos, lo que se podría traducir en asentamientos importantes bajo cargas. Lo anterior no sería crítico en el caso de Tranque Ovejería debido a la baja potencia del horizonte de arcilla. Las gravas arcillo-limosas existentes bajo los limos y arcillas

superficiales son en general suficientemente rígidas y resistentes como para sufrir deformaciones que requieran atención (REG-GC-JRI, 1994). En el siguiente acápite se caracterizan los materiales que conforman el muro resistente.

3.2 Muro de partida y muro de arena

3.2.1 Muro de partida

El muro de partida, fue construido con distintos tipos de materiales de empréstito y una cubierta de geotextil, según se presenta en la Figura 3.7. El muro presenta una longitud 2.600 m, una cota de base y coronamiento de 580,3 y 596,9 msnm (16 m de altura aprox.), respectivamente, concebido como muro de seguridad durante la construcción en la eventualidad que durante el primer invierno el muro de arena no alcance la revancha suficiente. El talud de aguas arriba del muro de partida posee una inclinación de 1,75:1 (H:V) y el de aguas abajo 1,75:1 sobre la cota 588 msnm, y de 4:1 bajo ella. Existe además en la base de este muro, una zanja cortafuga de baja permeabilidad, la cual es un diente de fundación emplazado en su cara de aguas arriba la cual tiene una profundidad máxima de 10 m y una longitud de 2.400 m. Las propiedades geotécnicas de los materiales de empréstito se presentan al término de este capítulo, en la Tabla 3.5.

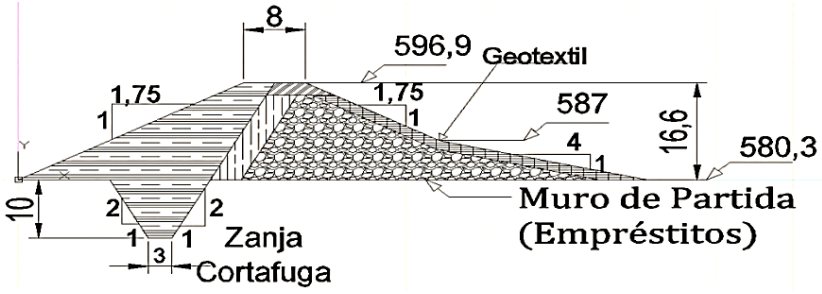


Figura 3.7 - Sección del muro de partida. Diseño original

Sobre el muro de partida se deposita hidráulicamente arena cicloneada a partir de la fracción gruesa de los relaves, lo que conforma el muro principal y la cual se caracteriza en el siguiente acápite.

3.2.2 Muro principal

El prisma resistente del depósito, que se encarga de embalsar los relaves, está compuesto por dos muros de contención, denominados Muro Principal y Muro Este (Figura 3.8), con una extensión actual aproximada de 3.200 y 800 m, respectivamente. La longitud aprobada por la autoridad es de 4.410 m totales. Una extensión se construyó en años recientes para cerrar un portezuelo que se genera entre el cerro el Chivato y la ladera este del depósito, tal como se muestra en la Figura 3.8.

Figura 3.8 - Muro principal y muro este

Luego del muro de partida se continúa la construcción mediante la depositación hidráulica de arenas clasificadas por cicloneo sobre el talud de aguas abajo y sobre el coronamiento, a lo largo de 15 nudos de descarga sobre el muro Principal y 3 nudos sobre el muro Este con la fracción gruesa de los relaves, es decir con un contenido de finos bajo la malla 200 menor a un 15%. Esta arena es roca triturada que proviene de la molienda convencional y SAG (semi-autógeno), producida en la planta concentradora, por lo que presenta granos de forma angulosa debido a la trituración.

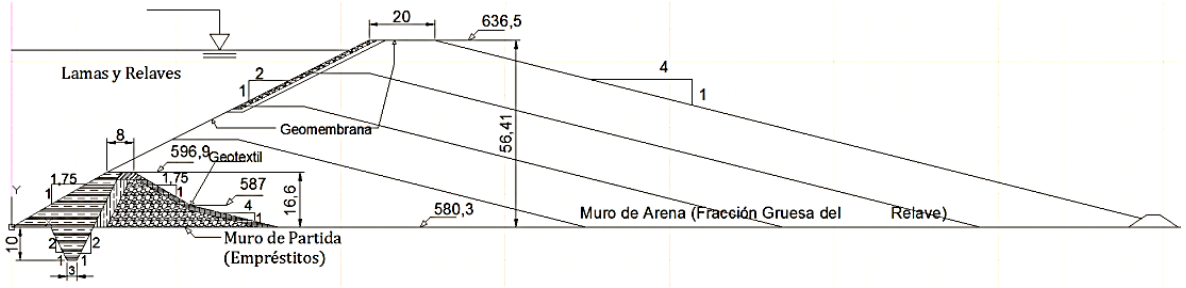


Figura 3.9 - Geometría sección transversal. Eje B-B. Muro principal

Sobre el talud de aguas arriba se cubre con una membrana impermeable, para asegurar estanqueidad, en aquellos casos en que la laguna quede en contacto con el muro durante eventuales crecidas pluviales. Una vez que se cumple la depositación de arenas en forma uniforme sobre el muro (talud y/o coronamiento), se da un tiempo de reposo a las arenas depositadas que permite la percolación y posterior drenaje del agua contenida en la pulpa hasta que la humedad del material se acerca al valor óptimo obtenido en el ensayo Proctor Estándar. La compactación se realiza utilizando un rodillo vibrador. Una vez que la superficie del muro se encuentra cercana a la humedad óptima, el equipo compactador hace ingreso al talud del muro.

El ancho de coronamiento se estima por lo menos en 20 m, el talud aguas abajo cumple la proporción 1:4 (V:H) y el talud aguas arriba es 1:2, cuyo método de construcción es aguas abajo. El coronamiento se encuentra 5 m por sobre el nivel de relaves de la cubeta (revancha).

Las propiedades índices de las arenas del relave con las que se construye el muro, se presentan en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 - Parámetros de diseño y operación del muro de arenas

Densidad Relativa	D.R.	84,20	[%]
Humedad Natural	ω_{nat}	10,80	[%]
Humedad Ópt. Proctor Est.	ω_{opt}	16,80	[%]
Densidad Húmeda	γ_t	18,18	[kN/m^3]
DMCS Proctor Estándar		16,79	[kN/m^3]
Compactación Proctor		97,70	[%]

La granulometría del muro se determina de manera quincenal en distintos tercios del muro y en distintas ubicaciones longitudinales. Ensayos granulométricos realizados durante 2015 muestran las curvas granulométricas de la Figura 3.10 para las arenas. Se observa que el material está constituido a lo más por un 15% de finos tal como lo plantea el diseño original de la presa.

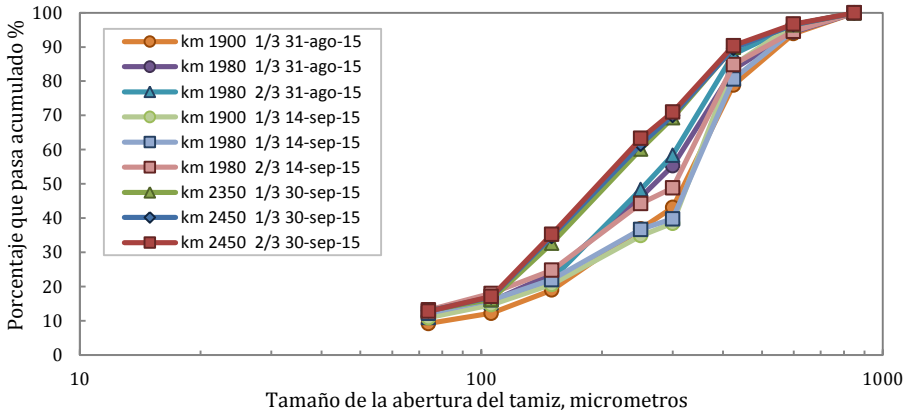


Figura 3.10 - Curva granulométrica de arena de relave

El valor del peso específico no saturado y saturado de la arena determinadas por pruebas in situ es el siguiente: γ_{unsat} =16,41[kN/m^3] y γ_{unsat} =18,18[kN/m^3].

A través del ensayo SPT se controló el grado de compactación por medio del número de golpes por pie que permite el suelo de ser penetrado por el sondaje. Del mismo modo, a través de ensayos con penetrómetro ligero, se puede correlacionar la resistencia de punta que registra el ensayo con la Densidad Relativa (DR) del material resistente, y por consiguiente con ambos valores se puede hacer una evaluación del Potencial de Licuefacción (PL) y densificación que puede sufrir el muro en base a este parámetro, objetivo importante para el desarrollo e esta memoria. A continuación se presenta un resumen de los resultados SPT (Standard Penetration Test) y penetrómetro ligero recopilados para la densidad relativa del muro principal.

A partir de ensayos con equipo PANDA (Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par Ordinateur) o penetrómetro ligero, se obtuvieron las DR (Figura 3.12) para los puntos de prospección de la Figura 3.11.

Figura 3.11 - Ubicación de ensayos PANDA en muro principal

El punto de perforación P6 se encuentra en las cercanías del eje B-B en estudio, por lo que se destaca en la Figura 3.12 por sobre los demás resultados. No se visualizan los puntos del 1 al 4 porque fueron realizados al muro Este, el cual no es de interés para el estudio. Un promedio de todos los valores de densidad relativa del ensayo PANDA realizado en el punto 6, cercano al eje B-B, se obtiene un valor de 83,3% de Densidad Relativa, sin considerar los primeros centímetros de suelo recién depositado, según los resultados de la Figura 3.12.

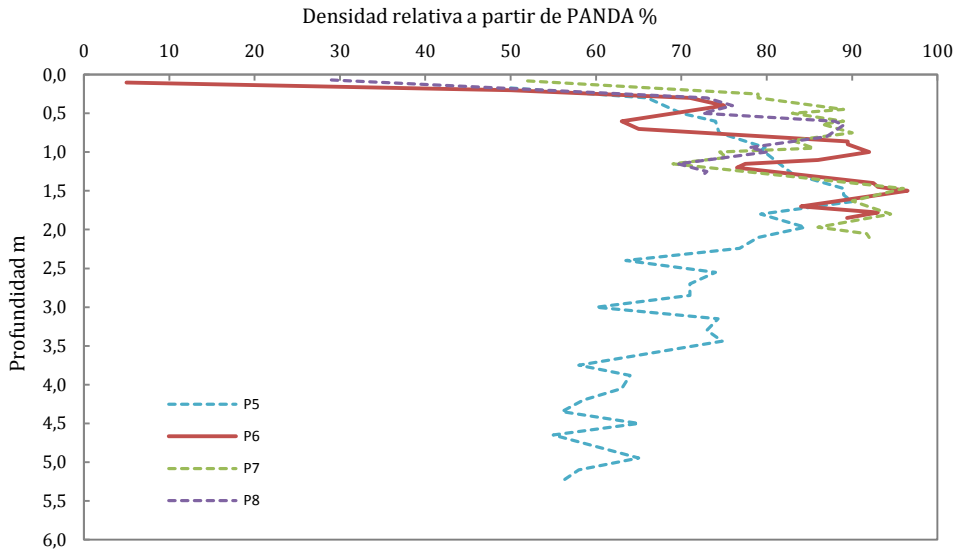


Figura 3.12 - DR a partir de ensayos PANDA, muro principal

Por otra parte, a partir de ensayos SPT en el muro (Figura 3.13) presentan una distribución de DR según se presenta en la Figura 3.14.

Figura 3.13 - Sondajes SPT en muro principal

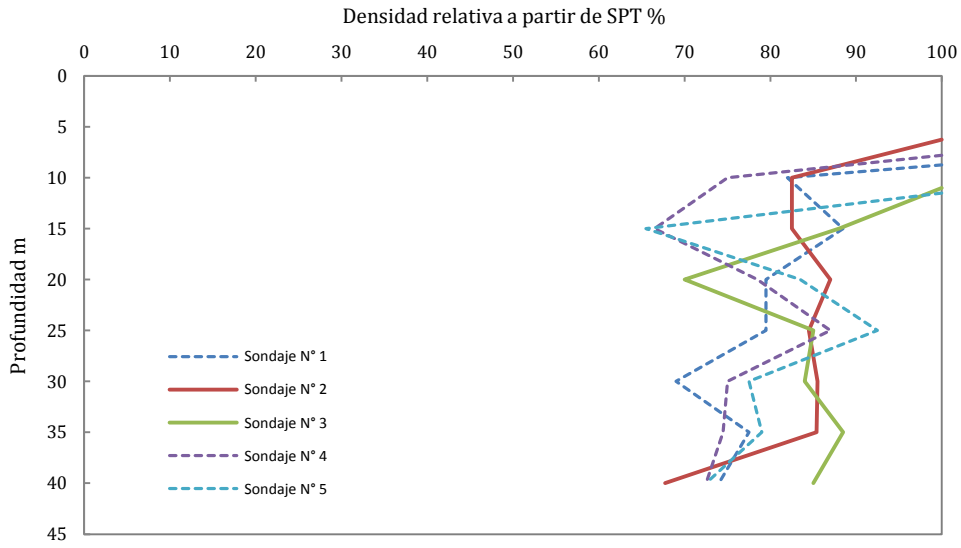


Figura 3.14 - DR a partir de ensayos SPT

En general, el muro posee una alta densidad de las arenas (DR>70%), verificada por los dos tipos de ensayos. El valor utilizado entonces como representativo de la densidad relativa a partir de los resultados de sondajes SPT en el muro corresponde a 85,1% de densidad relativa. En este contexto, el grado de compacidad varía en un rango de denso a muy denso con un comportamiento mecánico de presumible características dilatantes (Villavicencio & Sanhueza, 2010). A esto se debe agregar que no existe nivel piezométrico elevado al interior del muro de arenas (Geotecnia Ambiental, 2013).

Parámetros resistentes

Debido a la escasa presencia de material fino en la arena de relave cicloneada para construir el muro de partida, además de ser un requisito de diseño, se estima que la cohesión para este material es nula. $c = 0{,}0$ kPa. El valor recién ese sustenta en los antecedentes recopilados.

En la Figura 3.15 se muestran los valores puntuales de ángulo de fricción interna ϕ en profundidad de las arenas de relaves del muro principal y este. Se muestran valores de dos correlaciones aceptadas en la práctica de la ingeniería geotécnica (i.e. Mayne 2001 y Peck 1976). El ángulo de fricción se obtuvo a partir del número de

golpes normalizado $(N_1)_{60}$ proveniente de ensayos SPT realizados en la arena del muro. Además, se incluye en la gráfica un contraste entre los valores puntuales (In-situ) de ϕ, y los valores mínimos y máximos adoptados en el diseño original.

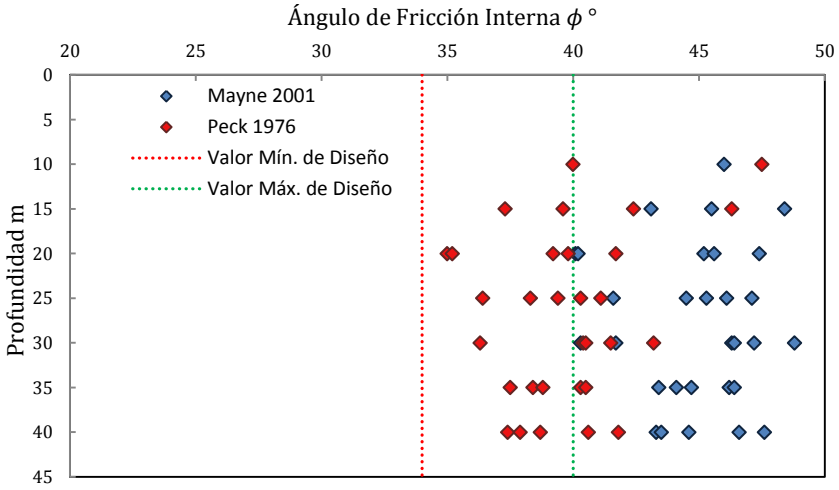


Figura 3.15 - Ángulo de fricción de arenas de relaves en muro principal

Una vez establecidas las correlaciones y obtenidos los valores de ángulo de fricción para las arenas del muro, podemos capturar el valor que sobrepasa al 20% de los datos, es decir el que es superado por el 80% de los datos, criterio que es utilizado en "Estudio geotécnico para el emplazamiento de un depósito de relaves espesados sobre uno convencional existente" (Verdugo et al., 2014).

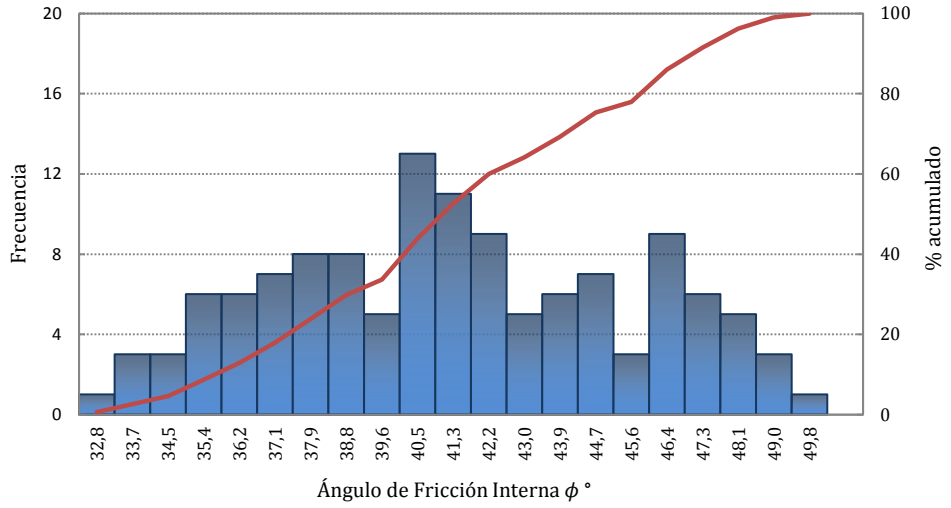


Figura 3.16 - Ángulos de fricción interna para las arenas del muro

Con la ayuda del histograma de la Figura 3.16 de los valores de ángulo de fricción interna y de las dos correlaciones propuestas en los estudios rescatados, el valor representativo del material es $\phi = 37{,}4°$.

A modo de resumen, se presenta la Tabla 3.5 las propiedades resistentes del muro principal (arenas cicloneadas) y el muro de partida (material de empréstito).

Tabla 3.5 - Parámetros geotécnicos muro principal y muro de partida

		Empréstito	
Propiedades	**Arena del muro**	**Del muro de partida**	
Peso específico no saturado	**16,41**	**18,0**	[**kN/m³**]
Peso específico saturado	**18,18**	**21,0**	[**kN/m³**]
Cohesión	**0,0**	**49,0**	[**kN/m²**]
Ángulo de fricción interna	**37,4**	**45,0**	[°]
Módulo de Young	**80.000**	**60.000**	[**kN/m²**]
Módulo de Poisson	**0,35**	**0,30**	[ ]
Ángulo de dilatancia	**7,4**	**0,00**	[°]

3.3 Relaves integrales convencionales

Se ha considerado como antecedente un estudio de estabilidad y licuación (ATC-MN Ltda., 2006), documento en el cual se encuentra un análisis que fue reformulado en unos puntos, razón que justificaría algunas diferencias entre el presente análisis y el estudio mencionado. La Tabla 3.6 resume propiedades índices del relave generado al final de su etapa de producción (a ser depositado en cubeta).

Tabla 3.6 - Propiedades índices del relave convencional

Parámetro	**Símbolo**	**Valor**	**Unidad**
Densidad de Partículas Sólidas	γ_s	**27,9**	[**kN/m³**]
Límite Líquido	**L.L.**	**22,0**	[%]
Límite Plástico	**L.P.**	**16,0**	[%]
Índice de Plasticidad	**I.P.**	**6,00**	[%]
Concentración de Sólidos	c_p	**61,3**	[%]
Humedad natural	ω	**63,2**	[%]
Humedad al Límite de Contracción	$\omega_{l.c.}$	**13,5**	[%]
Densidad al Límite Contracción	$\gamma_{l.c.}$	**19,6**	[**kN/m³**]

Los valores expuestos corresponden a una muestra de relaves tomada desde la playa trasera de la cubeta para el análisis y evaluación de las propiedades geomecánicas del material depositado, mediante ensayos de granulometría, límites de consistencia, triaxial estático no drenado y triaxial cíclico. Se debe tener en cuenta la potencial variabilidad de las propiedades resistentes en el espacio, e.g. en la parte trasera de la cubeta del tranque Ovejería se deposita relave integral, debido a la existencia de un punto de descarga, y en otras áreas de la cubeta existe predominancia de lamas, o relave segregado.

El valor del peso específico no saturado y saturado de la arena determinadas por pruebas in situ es respectivamente $\gamma_{unsat} = 13{,}1[\text{kN/m}^3]$ y $\gamma_{sat} = 14{,}0[\text{kN/m}^3]$.

En la Figura 3.17 se presenta la curva granulométrica del relave, donde se observa que este material está constituido por 39 a 55% de arena y 61 a 45% de fino, con lo cual clasifica de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) como un limo arenoso y/o arena fina limosa. Se consideraron 3 muestras: i) 2 muestras tomadas de la canaleta como slurry cuyo análisis no aplica en el presente estudio (líneas punteadas, Figura 3.17), y ii) una muestra tomada desde la playa trasera de la cubeta (línea continua, Figura 3.17). Este último material clasifica como limo de baja plasticidad (ML).

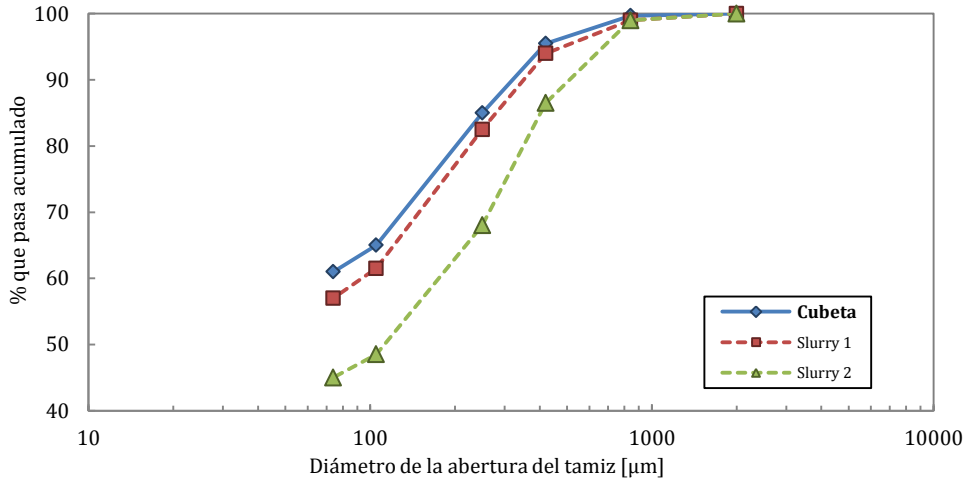


Figura 3.17 - Distribución granulométrica de relave convencional

Parámetros resistentes

Por tratarse de un material húmedo y fino como lo es el relave perteneciente en la cubeta del tranque, clasificado como un limo inorgánico, su cohesión se puede asumir de manera conservadora como nula, $c = 0{,}0$[kPa]. Con los antecedentes recopilados durante el estudio fue necesario realizar un análisis más profundo sobre éstos, es por esto que a partir de los informes que contienen los resultados de ensayos triaxiales CU, se presenta a continuación información adicional generada por el autor a partir del análisis de resultados experimentales.

Se recopilaron resultados de ensayos triaxiales en condición de carga no-drenada, para una condición de consolidación anisótropa con $\sigma_1/\sigma_3 \sim 2{,}5$ y utilizando las muestras "inalteradas" extraídas de la playa trasera del tranque. En la Figura 3.18 se presentan los resultados de la serie de ensayos triaxiales realizados en las muestras, consolidadas anisótropamente (ATC-MN Ltda., 2006).

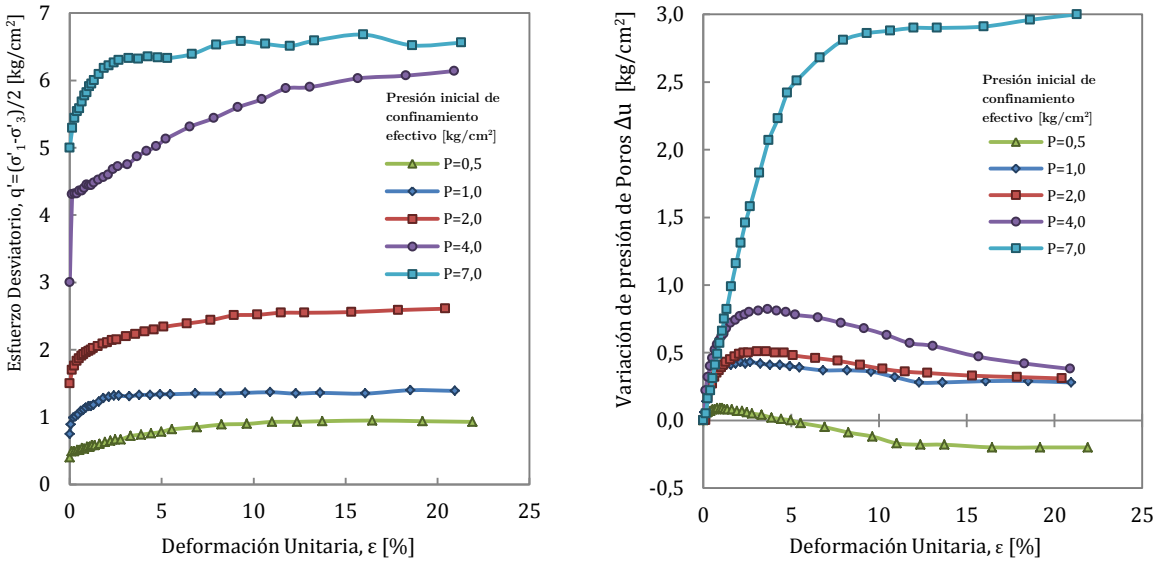


Figura 3.18 - Muestras de relave. Triaxial consolidación anisótropa

Para el rango de presiones verticales de consolidación anisótropa utilizado, de 0,5 a 7,0 kg/cm^2, se observa consistentemente una respuesta con movilización gradual de resistencia, hasta alcanzar la resistencia última no-drenada S_u (ATC-MN Ltda., 2006). Las presiones de poros inicialmente aumentan, pero luego se estabilizan, como

es el caso de la probeta ensayada a mayor presión, o disminuyen mostrando un comportamiento dilatante del material, como se aprecia en el resto de las probetas, o contractivo para la menor presión. Estos resultados se presentan además, en términos de trayectoria de tensiones en la Figura 3.19 donde la línea inferior corresponde a la condición inicial de consolidación anisótropa y la línea superior representa la envolvente de falla que definen los resultados de estos ensayos. (ATC-MN Ltda., 2006).

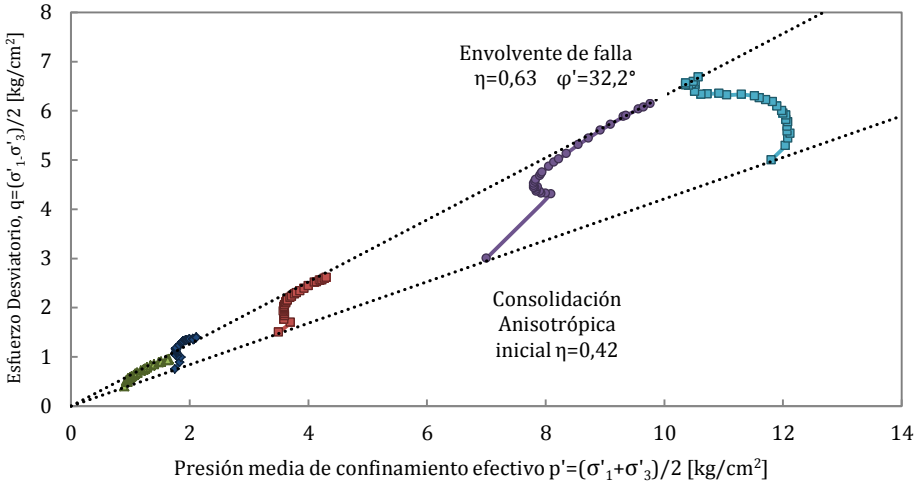


Figura 3.19 - Trayectoria de tensiones. Triaxial CU

El parámetro η corresponde a la pendiente de la recta. El ángulo de fricción interna asociado a esta envolvente de falla es $\phi' = 32{,}2°$ (ATC-MN Ltda., 2006). Esto es contradictorio, dado que a partir de los antecedentes recopilados durante la realización de esta memoria, informes de consultores expertos también realizaron estudios de estabilidad donde propusieron un valor para el ángulo de fricción interna de los relaves de $\phi = 18{,}0°$**.** Otros documentos informan un valor de ángulo de fricción interna de los relaves convencionales de $\phi = 20{,}0°$ el cual es tomado finalmente como representativo para el análisis de estabilidad (SNC-Lavalín, 2014).

A partir de los resultados del ensayo triaxial monotónico con consolidación anisótropa, se extrajeron los módulos de elasticidad a distintos niveles de presión de confinamiento efectivo. Con los resultados recopilados de los ensayos triaxiales se obtuvo la correlación entre el módulo secante y la presión de confinamiento efectivo

de 7,00 kgf/cm^2 o 700 kPa. Lo mismo se realizó para las otras presiones de confinamiento de 200, 100 y 50 kPa, obteniendo la siguiente relación de módulo secante de elasticidad según la presión de confinamiento, para caracterizar el relave convencional (Tabla 3.7). Para el caso drenado del módulo de elasticidad se considera un valor constante equivalente a 5.000 [kPa], (Geotecnia Ambiental, 2013).

Tabla 3.7 - Módulo Young secante vs Presión efectiva de confinamiento

Presión de confinamiento efectivo [kPa]	Módulo de elasticidad secante [kPa]
700	8.740
200	3.627
100	5.752
50	972

De los valores presentados en la Tabla 3.7 se puede establecer una buena correlación lineal entre el módulo secante de deformación (Figura 3.20), y la presión de confinamiento efectivo. Se dejó de lado el módulo para 100 kPa de presión ya que arroja un valor por sobre el esperado, suponiendo una condición muy favorable y poco representativa.

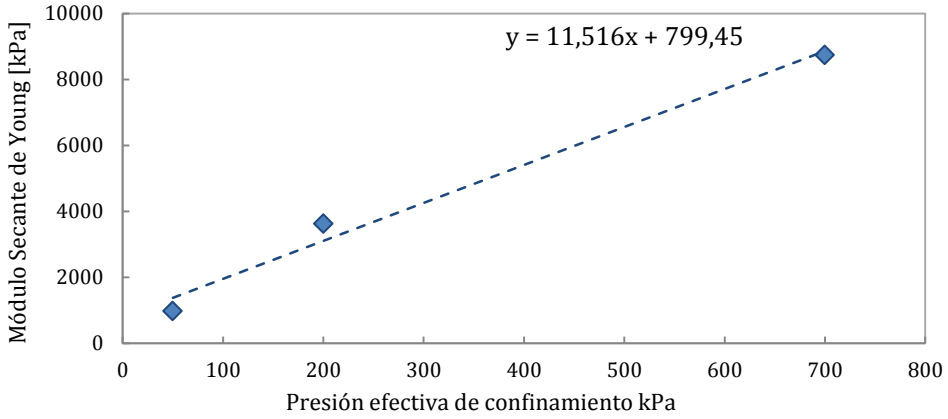


Figura 3.20 - Módulo secante de Young según presión de confinamiento

De este modo, la siguiente ecuación describe el módulo de elasticidad obtenido:

$$E_{50}(\sigma'_v) = 11{,}516 \cdot \sigma'_v + 799{,}45 \text{ [kPa]}$$

De esta forma es posible determinar el incremento que experimenta el módulo de elasticidad del relave a medida que entramos en profundidad desde la superficie, en la que se posee un módulo de casi 800 kPa. Con el valor de la densidad o peso

específico del relave, que equivale a 16,48 kN/m^3, junto con la relación recién obtenida es posible llegar a un módulo de Young al fondo de la cubeta, a 55 m de profundidad, equivalente a 11.237,6 kPa. La falta de información referida al módulo de Poisson y ángulo de dilatancia obliga a que este material sea caracterizado por medio de valores ya usados por otros ingenieros en estudios similares. Éstos serán expuestos en los siguientes capítulos.

Resistencia no drenada residual

La resistencia no drenada residual indica la resistencia al corte del material una vez movilizada su resistencia máxima. En este estado el suelo fluye a esfuerzo de corte constante sin mayores cambios en su volumen. Este parámetro es necesario para determinar la resistencia de los materiales luego de fenómenos de licuefacción estática o cíclica. Un análisis realizado por el autor, a partir de resultados de ensayos CPTU realizados al interior de la cubeta del tranque en el año 2013 (Figura 3.21), es descrito a continuación, con el objetivo de obtener la resistencia no drenada residual del relave convencional.

El ensayo de piezocono o CPTU es un ensayo de penetración estática, el cual tiene un sensor que permite registrar la presión de poros hincando un varillaje a una velocidad constante de 2 cm/s, midiendo el esfuerzo de punta, la fricción de fuste y la presión de poros. Con este ensayo se indica cómo es el perfil estratigráfico sin necesidad de sacar muestras, es decir se conoce el suelo a través de la rigidez y resistencia que este tenga. Los resultados analizados pertenecen a dos puntos ubicados al interior la cubeta del tranque. Los ensayos se realizaron en el relave depositado hasta llegar al terreno natural, con profundidades aproximadas de 36 m (IDIEM, 2013).

Figura 3.21 - Ubicación de prospecciones para ensayos CPTU

A continuación en las Figuras 3.22 y 3.23 se presenta gráficamente los resultados de los ensayos de penetración. Se presenta de izquierda a derecha la resistencia de punta, resistencia de fuste, presión de poros y la razón de fricción, todos estos parámetros fueron medidos cada 1 cm, desde la superficie hasta el fondo de la cubeta.

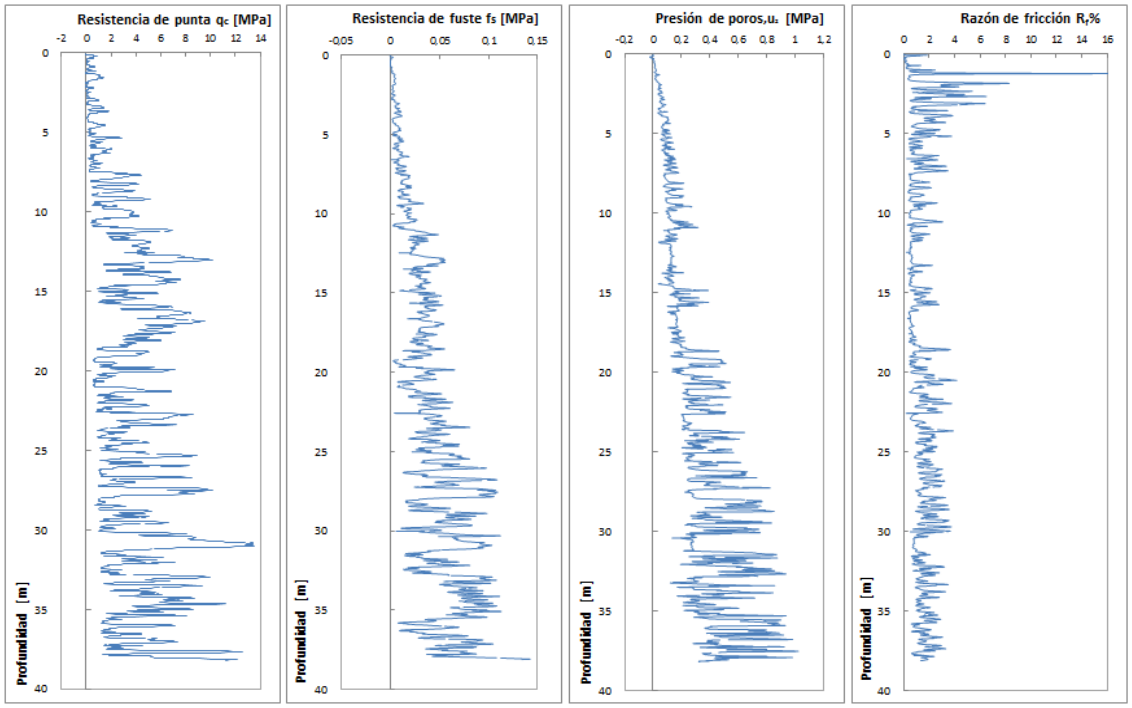


Figura 3.22 - Ensayo CPT-U punto 1

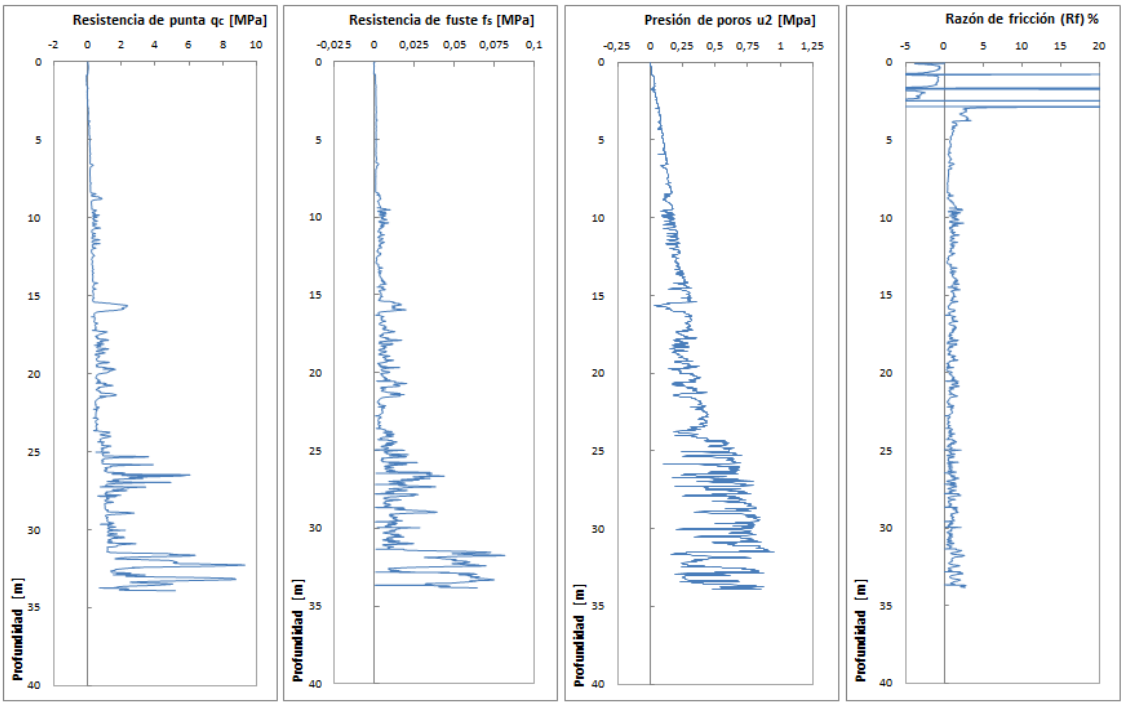


Figura 3.23 - Ensayo CPT-U punto 2

Según los resultados expuestos, se observa la presencia de estratos con alta resistencia de punta, registrándose *peaks* de hasta 13,0 MPa. En el caso del punto 2, la resistencia de los primeros 2 a 3 m del depósito es baja o nula, y esto se traduce en descenso del cono prácticamente por peso propio. En forma adicional, los máximos registrados en la presión de punta son menores en cantidad y magnitud, observándose un valor máximo levemente superior a 9,0 MPa. Esto se podría explicar debido a la presencia de la laguna de aguas claras en la cercanía del punto 2, ya que por la mayor cantidad de agua presente en éste permitiría que el cono penetre con menores dificultades en comparación al punto donde se realizó el primer ensayo.

Con los datos de los ensayos CPTU se establecen y en base a correlaciones existentes en la literatura se obtiene mayor información del relave en estado no saturado, ya que debido a su alto porcentaje de agua, es muy probable que experimente fenómenos asociados a la licuefacción (e.g. movilidad cíclica). A continuación se describen las principales correlaciones utilizadas.

Según Boulanger & Idriss en su publicación "*CPT and SPT based liquefaction triggering procedures*", se puede relacionar el valor de la resistencia de punta obtenida del ensayo CPT, según las fórmulas a continuación expuestas para evaluar la resistencia residual (Boulanger & Idriss, 2014). Para el caso donde la redistribución de vacíos podría ser importante (Figura 3.25):

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = exp\left(\frac{q_{c1Ncs-S_r}}{24{,}5} - \left(\frac{q_{c1Ncs-S_r}}{61{,}7}\right)^2 + \left(\frac{q_{c1Ncs-S_r}}{106}\right)^3 - 4{,}42\right) \leq tan\phi'$$

Para el caso donde la redistribución de vacíos es despreciable.

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = \left(exp\left[\frac{q_{c1Ncs-S_r}}{24{,}5} - \left(\frac{q_{c1Ncs-S_r}}{61{,}7}\right)^2 + \left(\frac{q_{c1Ncs-S_r}}{106}\right)^3 - 4{,}42\right]\right) \cdot \left(1 + exp\left[\frac{q_{c1N-cs}}{11{,}1} - 9{,}82\right]\right) \leq tan\phi'$$

El valor de la tangente del ángulo de fricción interna del relave tan($\boldsymbol{\phi'}$) es el valor límite. Donde el algoritmo anterior se resuelve según el siguiente procedimiento, según los pasos presentados en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8 - Procedimiento iterativo para encontrar q_{c1N}

Expresión - fórmula	Descripción
$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}}$	Resistencia residual no drenada normalizada por la presión efectiva de confinamiento inicial.
$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$	Resistencia equivalente para arena limpia corregida por contenido de finos
$q_{c1N} = C_N \cdot q_{cN}$	Resistencia de punta normalizada a presión atmosférica y corregida por confinamiento
$\Delta q_{c1N} = \left(11{,}9 + \frac{q_{c1N}}{14{,}6}\right) exp\left(1{,}63 - \frac{9{,}7}{FC+2} - \left(\frac{15{,}7}{FC+2}\right)^2\right)$	Ajuste por contenido de finos, donde FC es el contenido de finos, valor obtenido del análisis granulométrico
$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^m$	Factor de corrección de confinamiento
$q_{cN} = \frac{q_c}{p_a}$	Resistencia de punta normalizada por la presión atmosférica p_a
q_c	Resistencia de punta medida en el ensayo CPT
$m = 1{,}338 - 0{,}249 \cdot (q_{c1Ncs})^{0{,}264} \leq 1{,}7$	Factor m, exponente

Debido a la existencia de "referencia circular" en las relaciones recién fue necesario un desarrollo iterativo para converger a los valores exactos. El objetivo del proceso

iterativo es obtener los valores de q_{c1N} para cada uno de los registros realizados, para luego dar con el valor de resistencia residual no drenada.

La Figura 3.24 expone el histograma de todos los valores obtenidos, a partir de data experimental, de la resistencia de punta normalizada por la presión atmosférica y corregida por confinamiento (q_{c1N}). Según la distribución de los datos, se estima representativo para análisis el valor que es superado por el 80% de los datos. Este criterio es utilizado en el documento "*Estudio Geotécnico para el Emplazamiento de un Depósito de Relaves Espesados Sobre uno Convencional Existente*" para la obtención de un valor representativo de la resistencia de punta normalizada de una gran cantidad de ensayos CPTU a la cubeta del tranque Talabre, además de otro estudio similar que realizaron los mismos autores (Peters, Verdugo, Echevarría, & Caro, 2014).

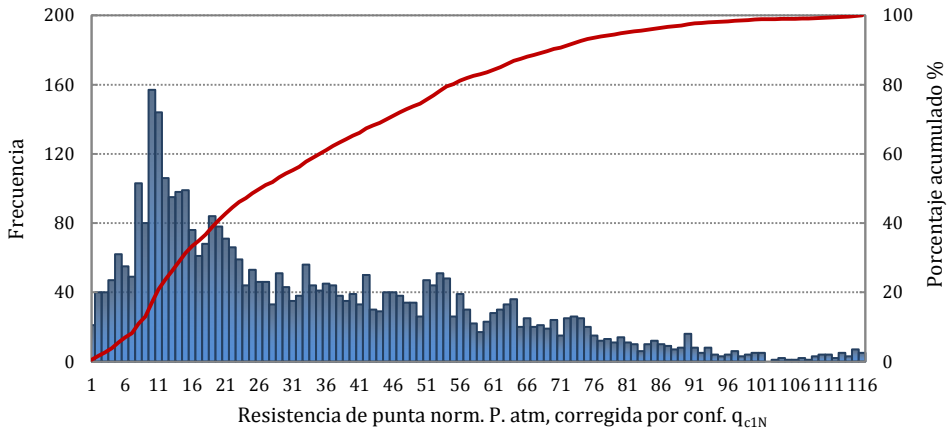


Figura 3.24 - Resistencia de punta normalizada y corregida CPTU1

El valor de resistencia de punta normalizada corregida por confinamiento es

$$q_{c1N} = 9{,}76$$

Tabla 3.9 - Valores de Δq_{c1N-Sr} según contenido de finos

Contenido de Finos F.C. [%]	Δq_{c1N-Sr}
10	10
25	25
50	45
75	55

El contenido de finos en los relaves según el análisis granulométrico expuesto al inicio corresponde a FC = 61% (*fine content*, que pasa acumulado por la malla 200). Con la respectiva interpolación lineal de la Tabla 3.9 expuesta para obtener el valor del ajuste por contenido de finos para un porcentaje intermedio de 61%, Δq_{c1N-Sr}= 49,4.

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} = 59{,}16$$

Una vez obtenido el valor q_{c1Ncs} se puede relacionar con la resistencia no drenada normalizada según las fórmulas expuestas anteriormente, las que gráficamente se comportan como se describe en la Figura 3.25.

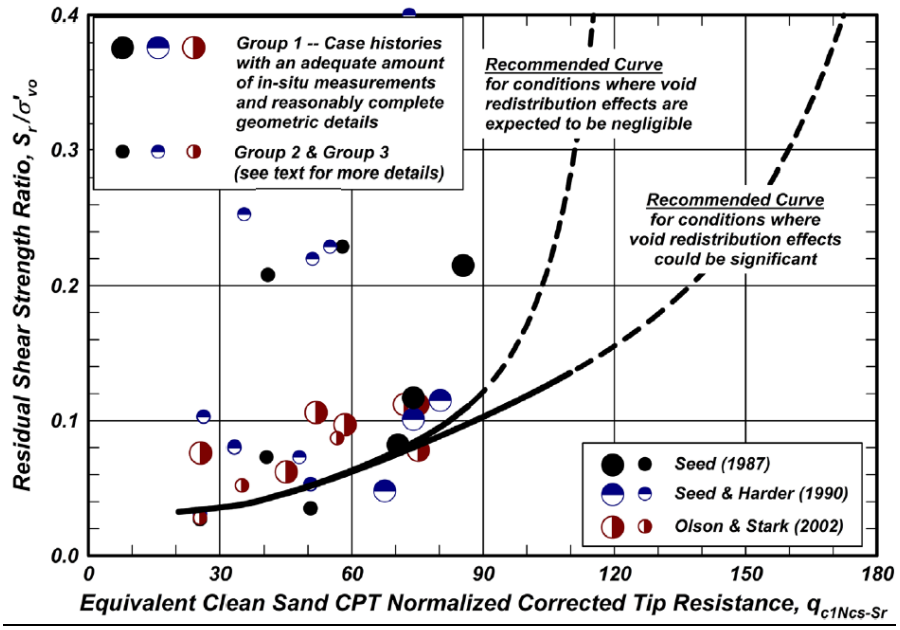


Figura 3.25 - Resistencia no drenada vs. resistencia de punta normalizada

El gráfico de la Figura 3.25 presenta la relación empírica propuesta por Idriss & Boulanger (2007) entre la resistencia no drenada normalizada y la resistencia de punta normalizada del cono para arena limpia equivalente, cuyas curvas fueron descritas anteriormente para redistribución de vacíos importante o despreciable. Este valor resulta ser aproximadamente:

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = 0{,}065$$

Con redistribución de vacíos significativa y despreciable, ya que ambos valores pertenecen al segmento del gráfico donde se traslapan ambas curvas.

Se repite el análisis anterior para los valores obtenidos del ensayo $CPTU_2$ cuyo histograma es el de la Figura 3.26.

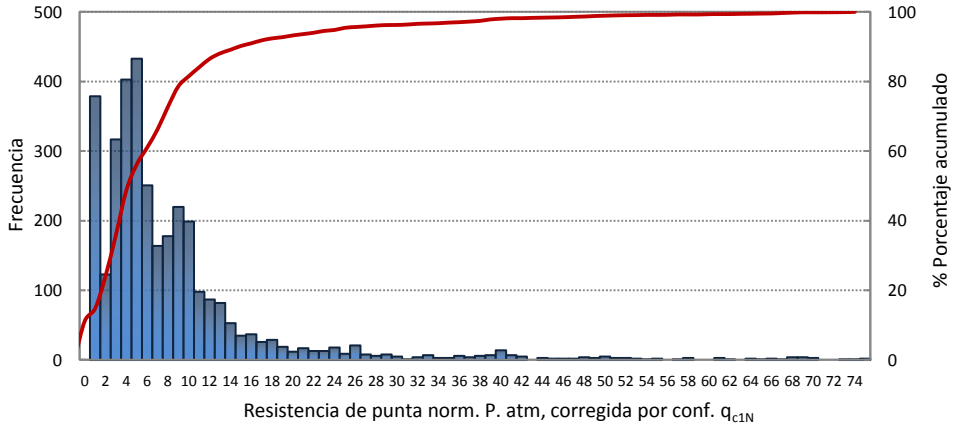


Figura 3.26 - Resistencia de punta normalizada y corregida $CPTU_2$

Siguiendo el mismo criterio de selección para extraer un valor representativo de todos los registrados, la resistencia no drenada residual normalizada por la presión de confinamiento resulta:

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = 0{,}056$$

Con redistribución de vacíos significativa y despreciable, ya que ambos valores pertenecen al segmento de la curva donde se traslapan ambas.

De este modo un valor representativo para la resistencia residual normalizada para los materiales de la cubeta es de 0,061.

Resistencia cíclica

La razón de corte cíclico CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) (razón entre la tensión vertical efectiva inicial y el esfuerzo de corte máximo) se obtiene mediante un ensayo triaxial cíclico, que consiste en aplicar un esfuerzo desviador axial cíclico, fijando una magnitud (control de carga) o una deformación axial cíclica (control del movimiento) sobre una muestra cilíndrica de suelo o relave al interior de una celda triaxial de

presión, obteniéndose la tensión y deformación axial resultantes. Esta prueba proporciona parámetros dinámicos, lineales o no lineales del relave y es utilizada para predecir el comportamiento del depósito sometido a cargas cíclicas (dinámicas) tales como las causadas por eventos sísmicos

Para evaluar la resistencia cíclica del relave convencional se utilizaron resultados de ensayos triaxiales cíclicos a muestras "inalteradas" extraídas de la cubeta de Ovejería. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 3.27 para las condiciones de 100% de aumento de presión de poros (izquierda) y 10% de deformación cíclica en doble amplitud (derecha) (ATC-MN Ltda., 2006).

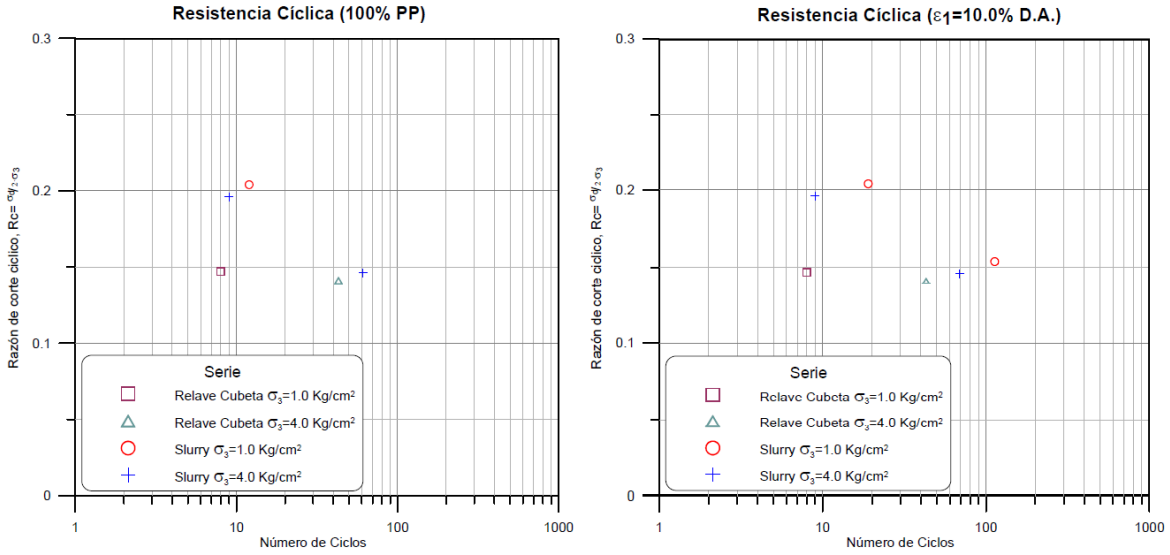


Figura 3.27 - Resistencia cíclica 100% de aumento de presión de poros y 10% de deformación en doble amplitud (ATC-MN Ltda. 2006)

De estos resultados es posible señalar que los relaves extraídos de la cubeta son los que presentan la menor resistencia cíclica y aparentemente, la presión de confinamiento, en el rango utilizado, no influye significativamente en la resistencia cíclica desarrollada.

La magnitud del sismo de diseño se vincula con el número de ciclos uniformes equivalentes, y luego este número de ciclos uniformes equivalentes se relaciona con la razón de corte cíclico resistente mediante la curva del ensayo triaxial anterior, para obtener un único valor de Resistencia cíclica para el relave de la cubeta. Teniendo en

consideración un sismo severo, el cual puede ser asimilado por un número de ciclos equivalentes $N_c = 30$ (Boulanger & Idriss, 2008), se obtiene la siguiente razón de resistencia cíclica (CRR) para el material de relave en estudio:

$$R_c = CRR = \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_o} = 0{,}120$$

Por lo tanto, para resumir y exponer los parámetros de interés se presenta la siguiente Tabla 3.10, la que contiene valores debidamente justificados, otros extraídos de informes de ingeniería, y otros obtenidos de la literatura que permitirán el estudio de la respuesta global de las estructuras.

Tabla 3.10 - Parámetros geotécnicos de los relaves convencionales

Propiedades	**Relave convencional**	**Unidad**
Peso específico no saturado	**13,1**	**[kN/m³]**
Peso específico saturado	**14,0**	**[kN/m³]**
Cohesión	**0,0**	**[kN/m²]**
Ángulo de fricción interna	**20,0 (0,0)**	[°]
Módulo de Young	**5.000 (799,45 + 11,516· σ'_0)**	**[kN/m²]**
Módulo de Poisson	**0,49 (0,35)**	[ ]
Ángulo de dilatancia	**0,0**	[°]
Resistencia no drenada residual	**0,061· σ'_0**	[ ]
Resistencia cíclica	**0,120**	[ ]

4 Caracterización geotécnica de relaves espesados

En la actualidad, el tranque de relaves Ovejería está siendo operado de manera convencional. Sin embargo se han realizado estudios para la reconversión del sistema de depositación a relaves espesados. Gracias a esto se logró contar con resultados de un variado plan de pruebas y ensayos de laboratorio. Se utilizaron como referencia informes de ingeniería (SNC-Lavalín, 2014) donde se estudia una muestra que corresponde a la denominada M1, además del informe de ATC-MN (ATC-MN Ltda., 2006).

Como ya se explicó en el capítulo anterior, los relaves espesados son una mezcla de agua y sólido en proporción mayor de sólidos que los relaves convencionales, lo que les proporciona mejores características geotécnicas. Muestras obtenidas de las canaletas permitieron obtener una granulometría representativa del material (Figura 4.1). En la Tabla 4.1 se exponen algunas propiedades índices del material (SNC-Lavalín, 2014). Se observa que el suelo clasifica como limo inorgánico de baja plasticidad (ML).

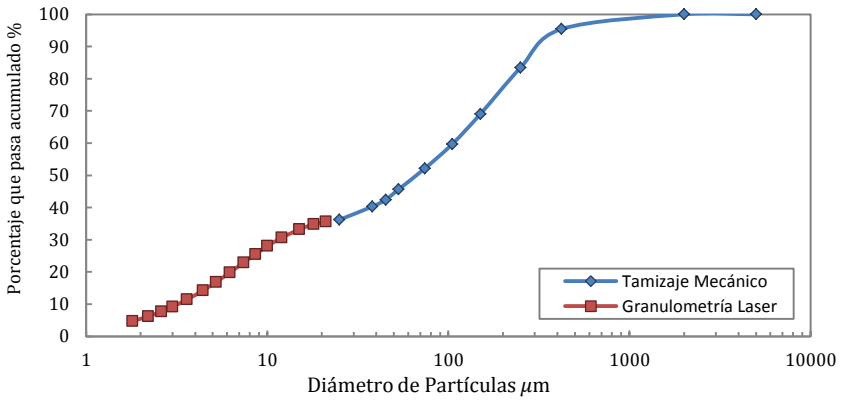


Figura 4.1 - Distribución granulométrica del relave espesado

El límite de contracción es la humedad máxima, bajo la cual, variaciones del contenido de agua del material no causan variaciones de volumen. Este valor se

representa como un porcentaje de humedad ($\boldsymbol{\omega}$), como un porcentaje de sólido ($\boldsymbol{C_p}$) y como una densidad seca ($\boldsymbol{\gamma_s}$), ambas equivalentes a la humedad medida. Este valor es muy importante dentro de los depósitos construidos por el método TTD ya que corresponde a la densidad mínima que alcanzaría el depósito, permitiendo estimar la capacidad de almacenamiento del mismo. El valor del peso específico saturado del relave espesado equivale a $\boldsymbol{\gamma_{sat}} = 17{,}0$ kN/m^3. Y el peso específico no saturado es $\boldsymbol{\gamma_{unsat}} = 16{,}0$ kN/m^3.

Tabla 4.1 - Propiedades índices del relave espesado

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Peso específico de sólidos	γ_s	**28,2**	[kN/m^3]
Límite Líquido	LL	**19,1**	[%]
Límite Plástico LP %	LP	**-**	[%]
Índice de Plasticidad %	IP	**NP**	[%]
Clasificación USCS		**ML**	
Contenido de Sólidos al Límite de	C_p	**82,5**	[%]
Contenido de Humedad al Límite de	ω	**21,2**	[%]
Densidad Seca al Límite de Contracción	γ_d	**17,7**	[kN/m^3]

Parámetros resistentes

El ensayo triaxial se realizó a una muestra consolidada no drenada a esfuerzos de confinamiento de 1, 2 y 5 kgf/cm^2 (CIU). Con los resultados se obtuvieron las curvas de esfuerzo desviador versus deformación axial y trayectoria de tensiones efectivas, mostradas a continuación en la Figura 4.2. De estas relaciones aparecen los parámetros de resistencia estática de la muestra ensayada, así como también su módulo de elasticidad en condiciones estáticas, la cohesión y ángulo de fricción interna (SNC-Lavalín, 2014).

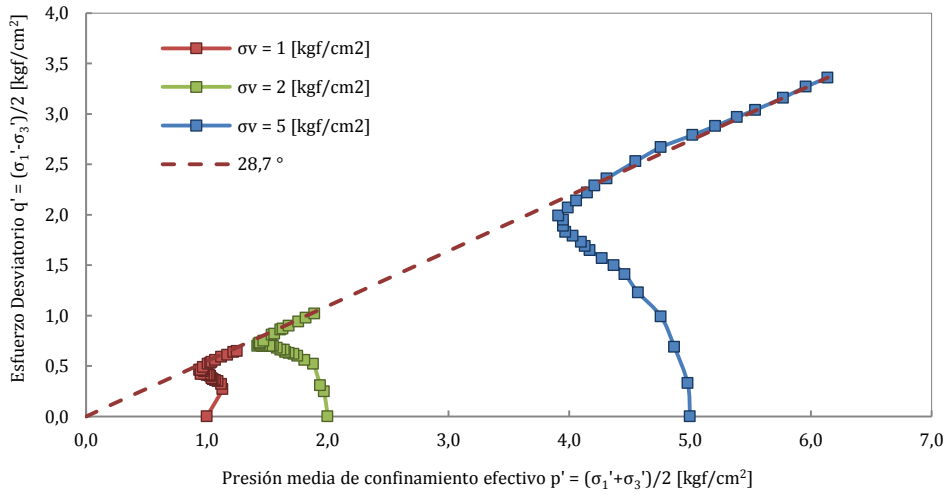


Figura 4.2 - Trayectoria de tensiones, ensayo triaxial CIU

A partir de las trayectorias de tensiones efectivas se aprecia claramente un comportamiento contractivo al inicio con una clara transformación de fase que inicia el comportamiento dilatante. Pero todo esto ocurre a grandes deformaciones, lo que no implica necesariamente un comportamiento inestable, pero si una movilización de la resistencia en condiciones no drenadas (SNC-Lavalín, 2014). A partir de los resultados del ensayo triaxial también utilizando las expresiones que definen los estados tensionales de ruptura, se obtienen los valores de la tensión media de confinamiento y el esfuerzo desviatorio p' y q', en la Tabla 4.2:

Tabla 4.2 - Esfuerzos de ruptura ensayo triaxial

p' [kgf/cm²]	q' [kgf/cm²]
1,23	**0,67**
1,84	**1,01**
6,14	**3,36**

El valor de la cohesión, se obtiene a partir de los resultados que arrojan los ensayos triaxiales ya expuestos. Con la envolvente de falla de los tres círculos de Mohr, el valor de la cohesión es $c' = 0{,}0$ kPa. Este valor es consistente con la naturaleza no plástica y clasificación (limo de baja plasticidad) del relave.

El ángulo de fricción interna que se alcanza según la trayectoria de tensiones efectivas generadas a partir de los ensayos triaxiales consolidados isotrópicamente no drenados sobre la muestra M1 a distintas presiones de confinamiento, tal como lo muestra la Figura 4.2, la línea roja punteada, es $\phi' = 28{,}7°$.

A partir del mismo ensayo triaxial CIU, a diferentes presiones de confinamiento, se presenta en la Figura 4.3 el esfuerzo desviatorio y en la Figura 4.4 se presenta la variación de presiones de poros, ambos parámetros medidos en función de la deformación axial porcentual.

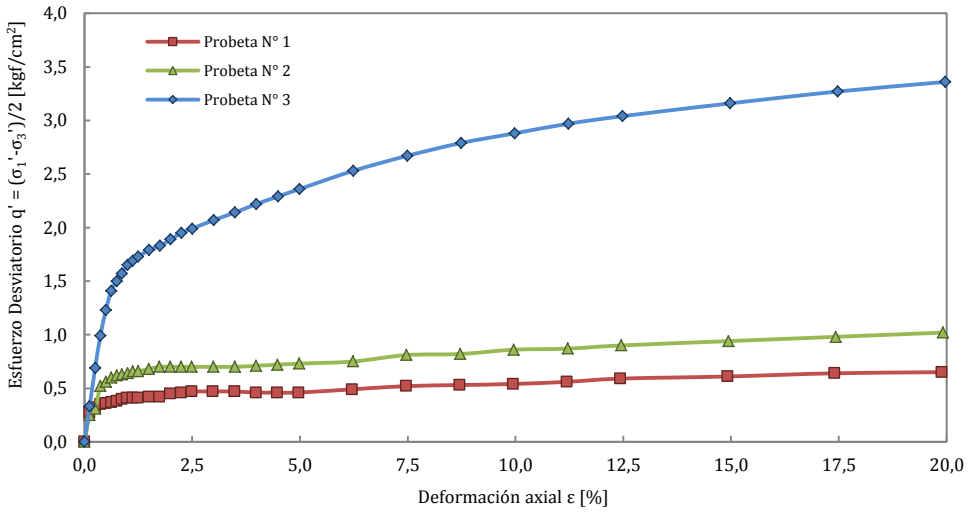


Figura 4.3 - Esfuerzo desviatorio, ensayo triaxial CIU

Se observa que el esfuerzo desviatorio aplicado a la muestra de suelo, crece para las presiones de confinamiento utilizadas, y se estabiliza para las presiones menores, y sigue aumentando para el caso de la presión de 5 kgf/cm^2, mostrando un comportamiento de endurecimiento a altas presiones.

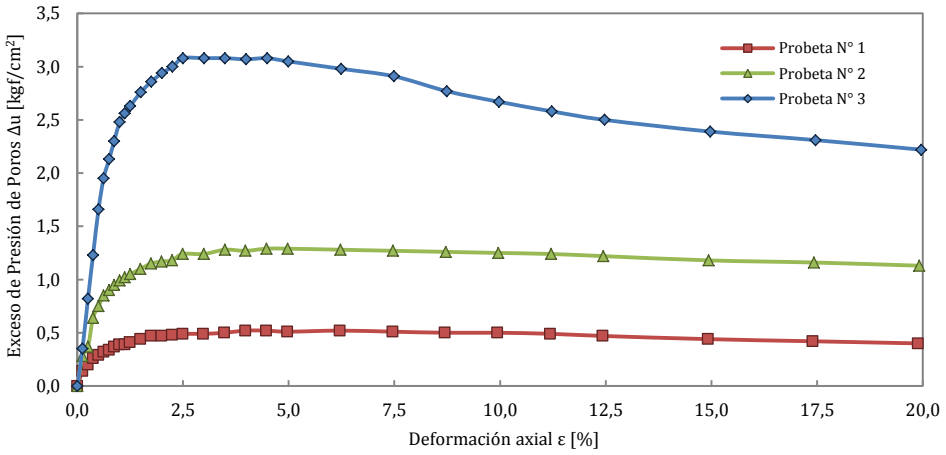


Figura 4.4 - Variación de presión de poros, ensayo triaxial CIU

La respuesta contractiva-dilatante también se puede observar en la Figura 4.4 en donde la presión de poros es positiva creciente-decreciente mientras aumenta la deformación, característica de un comportamiento contractivo a dilatante. A partir de la Figura 4.3 se puede extraer el valor del módulo secante de deformación, o módulo de Young de relaves espesados, el cual según la convención existente, correspondería a la variación entre la mitad de esfuerzo desviatorio y la deformación que se alcanza para ese nivel de esfuerzo, cuyos valores finalmente corresponden a los presentados en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 - Módulo de Young secante según presión de confinamiento

Módulo de Young secante E_{50} [kPa]	**15.089**	**14.054**	**12.800**
Presión de confinamiento [kPa]	**500**	**200**	**100**

De los valores presentados en la Tabla 4.3 se puede establecer una relación lineal entre el módulo secante y la presión de confinamiento efectivo, cuyo valor inicial corresponde a 12.595 kPa, y un incremento de 5,1981 kPa por cada 1,0 kPa de aumento de presión de confinamiento, como lo muestra la Figura 4.6:

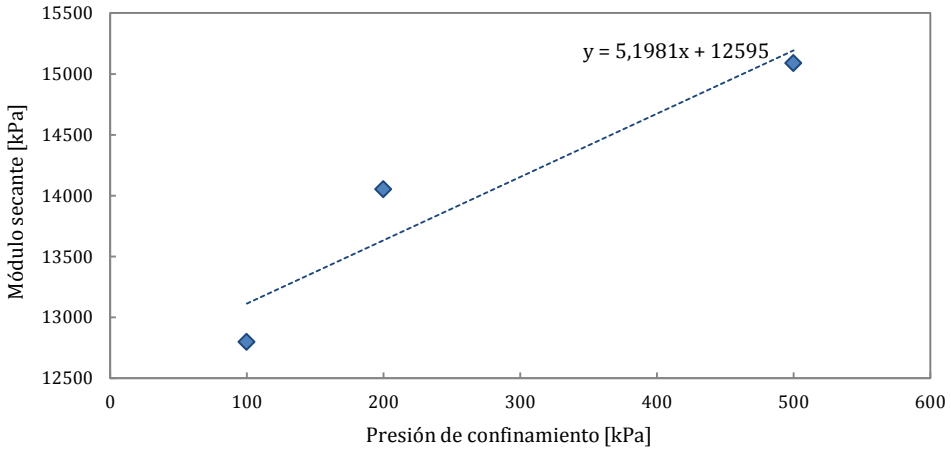


Figura 4.5 - Módulo secante de Young según presión de confinamiento

Esta relación permite definir el incremento del módulo en la profundidad de los relaves espesados.

A la fecha no se han medido de manera directa el ángulo de dilatancia y módulo de Poisson. Sin embargo, para etapas posteriores de estudio se adoptarán valores utilizados por consultoras geotécnicas para el estudio de este tipo de materiales. Éstos se informarán en los capítulos siguientes.

Resistencia no drenada residual

La Tabla 4.4 resume valores de resistencia no drenada para el material en estudio.

Tabla 4.4 - Resistencia no drenada según presiones de confinamiento

Probeta	Presión efectiva de confinamiento inicial σ_{30}'[kgf/cm²]	Resistencia al corte no drenada S_u [kgf/cm²]
1	**1,00**	**0,65**
2	**2,00**	**1,02**
3	**5,00**	**3,36**

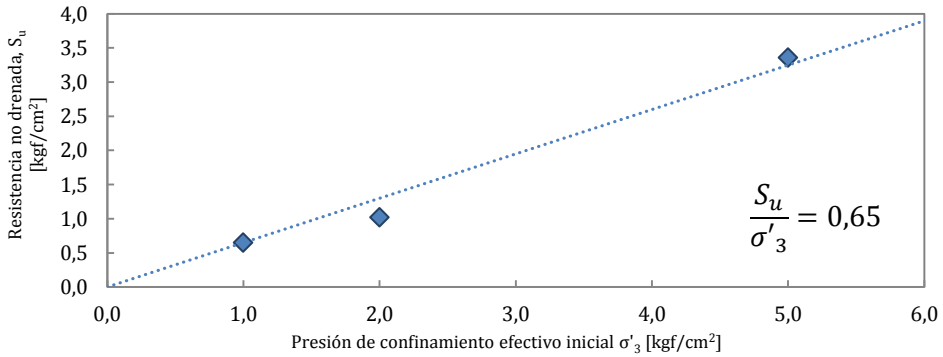


Figura 4.6 - Resistencia no drenada vs. presión efectiva de confinamiento

De la Figura 4.7, se establece que el valor de la resistencia no drenada es $S_u = 0{,}65\ \sigma'_v$. Este valor es significativamente mayor que el valor obtenido para el material en la cubeta. Lo que se puede atribuir a las diferencias en resultados entre ensayos in situ (CPTU) y laboratorio (triaxial CIU) cuando se recrea la resistencia residual. Sin embargo, los resultados de Osorio (2009), obtenidos a partir de una muestra de relaves obtenida de la canaleta del mismo tranque Ovejería, indican que $S_u = 0{,}31\ \sigma'_v$. Por otra parte, los resultados de Cifuentes y Verdugo (2007), quienes ensayaron estática y cíclicamente relave obtenido a partir de la canaleta del tranque de relave Ovejería, muestran una resistencia de aproximadamente $S_u = 0{,}237\ \sigma'_v$. En consideración de la metodología de análisis y número de pruebas ejecutadas, en esta memoria se adoptará el valor recomendando pro Cifuentes y Verdugo (2007).

Resistencia cíclica

La relación entre CRR versus el número de ciclos requeridos para alcanzar el 100% de la presión de poros se presenta en la Figura 4.8, la cual fue obtenida a partir de ensayos experimentales ejecutados en estudios anteriores (SNC-Lavalín, 2014).

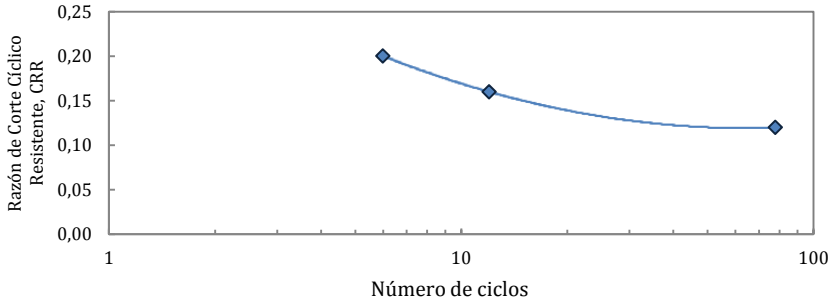


Figura 4.7 - CRR según número de ciclos. Ensayo triaxial cíclico

Según la correlación de Seed & Idriss de 1982, y Idriss de 1999 (Boulanger & Idriss, 2008), a partir del sismo de diseño, el cual corresponde al terremoto ocurrido el 27 de febrero de 2010 en la región del Maule con una magnitud de momento M_w = 8,8°, el número de ciclos equivalentes corresponde a un valor entre 30 y 40 ciclos aun que debido a la desviación de la curva para grandes magnitudes y la poca sensibilidad que presentaría este valor en la razón de corte cíclico, se consideraría razonable un valor de 30 ciclos equivalentes. La correspondencia entre la razón de corte cíclico y el número de ciclos requeridos para alcanzar el 100% de la presión de poros sería CRR = 0,128.

Este valor es similar, dado el número de ciclos de interés, a los valores registrados por Osorio (2009) en consideración de los efectos de la fábrica en la respuesta cíclica de relaves espesados, Figura 4.9.

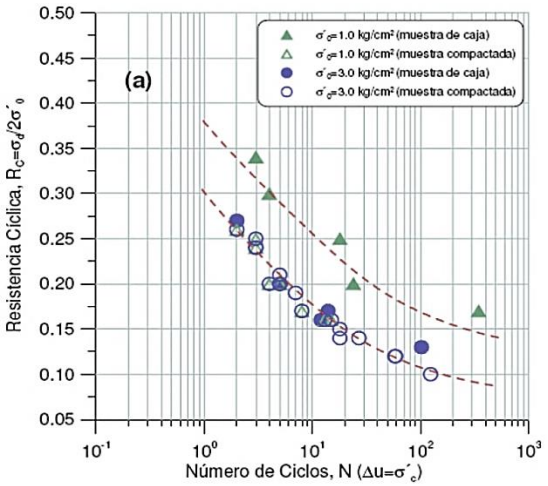


Figura 4.8 – Ensayo triaxial cíclico relave espesado (Osorio. 2009)

Pendiente de disposición

La estimación de la pendiente de disposición se realiza según la metodología indicada por el profesor Eli Robinsky, el cual a través de ensayos determinó la geometría de una canaleta de laboratorio que entrega las predicciones más ajustadas para la pendiente que tomará el relave espesado en el terreno (Figura 4.10).

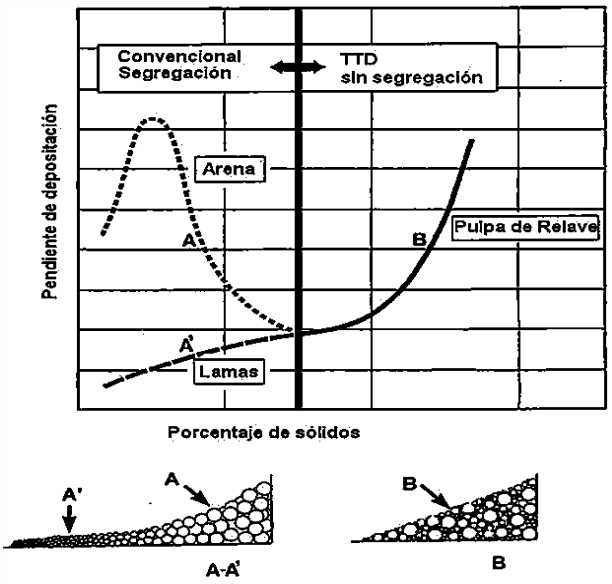


Figura 4.9 - Pendiente vs. Concentración de sólidos (Robinsky)

Con los resultados de este ensayo es posible definir un rango de concentración de sólidos y una pendiente de disposición asociada, de modo que el relave se descargue en condiciones no segregables y estimar la geometría que tendría el depósito, como se plantea en la Figura 4.10. Se identifica la óptima concentración de sólidos que permite una disposición homogénea no segregable y un adecuado transporte hidráulico.

Como resultado, se entrega la curva de pendiente i% versus concentración de sólidos c_p% obtenidas a partir de pruebas experimentales (SNC-Lavalín, 2014).

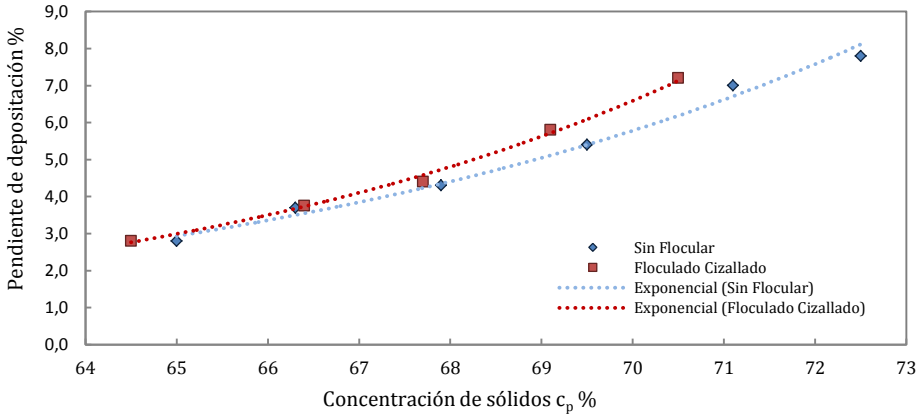


Figura 4.10 - Pendiente vs. Concentración de sólidos. Resultado ensayos

Para llevar a cabo un proyecto de reconversión de relaves convencionales a espesados, uno de los procesos que se realiza es la aplicación de floculante, que aglutina las partículas y ayuda a una mayor sedimentación, es por eso que en la Figura 4.11 se muestra el comportamiento de la pendiente de disposición de distintas muestras de relave a variadas concentraciones de sólidos categorizando este parámetro si las muestras contienen o no este aditivo. La pendiente de disposición adecuada para el diseño se encuentra entre 4,5 a 6,5% y está asociado a un rango de concentraciones de sólidos entre 68 a 70%,

A modo de resumen del capítulo 4, se exponen en la Tabla 4.5 las características geotécnicas relevantes del relave espesado que generaría la División Andina.

Tabla 4.5 - Parámetros geotécnicos de los relaves espesados

Propiedades	**Relave espesado**	**Unidad**
Peso específico no saturado	**16,0**	[**kN/m³**]
Peso específico saturado	**17,0**	[**kN/m³**]
Cohesión	**0,0**	[**kN/m²**]
Ángulo de fricción interna	**28,7 (0,0)**	[°]
Módulo de Young	**12.595 + 5,2 σ'_0**	[**kN/m²**]
Módulo de Poisson	**0,45 (0,35)**	[ ]
Ángulo de dilatancia	**0,0**	[°]
Resistencia no drenada residual	**0,237 σ'_v**	[ ]
Resistencia cíclica	**0,125**	[ ]

5 Modelamiento

En el Capítulo 3 y 4 se realizó una detallada descripción de las propiedades índices, características geométricas y geotécnicas características de los distintos materiales del depósito actual y del depósito de relaves proyectado. Esto sienta las bases para la realización de modelos numéricos en el presente capítulo.

El análisis de estabilidad global en condiciones estáticas y sísmicas se llevó a cabo a través del software Plaxis 2D versión 8.2. Para la realización de estos análisis, se debe tener ciertas consideraciones con respecto al contexto geométrico que engloba a Ovejería, las unidades de suelo que conforman el sistema convencional y combinado, así como consideración respecto a los tipos de carga, y la estabilidad numérica de los modelos en sus distintos escenarios. Esto se discute a continuación.

5.1 Metodología de modelación

Se consideraron tres tipos de análisis (Figura 5.1): i) condición estática bajo condiciones drenadas, ii) análisis dinámico bajo respuesta no drenada, identificando zonas susceptibles a la licuefacción en consideración de los valores de CRR y de la razón de solicitación sísmica CSR, y iii) análisis post-sísmico en condición estática asumiendo movilización de resistencia (parámetros residuales) para zonas licuada.

Figura 5.1 - Lógica de modelación para la evaluación de estabilidad

En la Figura 5.1 se expone la secuencia de estudio que se realiza a cada situación recién planteada. Los análisis plásticos van seguidos de un análisis de seguridad de modo de obtener el factor de seguridad a la falla estático y post-sísmico.

Análisis estático

Para el análisis plástico (i.e. estático) se consideran las unidades de suelo con un comportamiento drenado, ya que la aplicación de las cargas y las unidades de suelo se realizan durante períodos de tiempo indeterminados (lo suficientemente largos para permitir el drenaje y disipación de exceso de presión de poros). Debido a la larga duración que tendría el proyecto de disposición de relaves, se dividió el material espesado en 10 capas para registrar el comportamiento y estabilidad del sistema combinado durante su operación. Al final de cada fase de cálculo se realizó un análisis de seguridad (*phi-c reduction* en Plaxis), el cual permitió determinar el valor del factor de seguridad a la falla en condición estática para distintas etapas de disposición.

Análisis dinámico

Posterior al análisis estático, se realiza análisis dinámico, el cual considera que todas las unidades de suelo responden de manera no drenada debido a la corta duración que tendría la ocurrencia del sismo de diseño en comparación al tiempo de drenaje del material.

Durante el análisis dinámico se registran los valores de las tensiones de corte y presiones efectivas de confinamiento a las cuales se somete el relave al interior de la cubeta producto de la carga sísmica. Con estos valores se calcula la razón de corte cíclico solicitante (CSR) sobre el sistema, y se compara con los valores alcanzados por la razón de corte cíclico resistente (CRR), obtenido de los ensayos triaxiales cíclicos según los informes y los antecedentes del capítulo 3 y 4. Finalmente, se evalúa el potencial de licuefacción en puntos determinados al interior del tranque a partir de un criterio de excedencia, y con esto se verifica la ocurrencia del fenómeno de licuefacción en la estructura.

Si el relave al interior de la cubeta licua de manera completa o parcial, se produciría una reducción considerable de la rigidez de los horizontes de suelo, lo que podría desencadenar una falla global del sistema combinado producto del aumento de las tensiones horizontales (aumento de coeficiente de empuje horizontal) en el muro resistente. Esto se analiza en el análisis post-sísmico.

Análisis post-sísmico

Este análisis considera la licuefacción total o parcial de las unidades de relaves asumiendo la movilización de la resistencia residual de los materiales contenidos en el depósito. No se considera que las otras unidades de suelo experimenten el fenómeno de licuefacción, debido a la falta de información acerca de las propiedades residuales, la gran densidad relativa del muro y la ausencia de nivel freático lo que limitaría la ocurrencia del fenómeno. A partir de estas consideraciones se realizó un análisis plástico con comportamiento drenado de las unidades de suelo, analizando el Factor de Seguridad a la falla. Esta lógica de modelación se aplicó a tres escenarios que representan al tranque en estudio, los que se detallan a continuación.

5.2 Escenarios de estudio

La Figura 5.2 muestra los niveles de producción de relaves proyectado a 2054, y su respectiva cota del muro de arenas. Una estrategia de producción de Andina propone aumentar los niveles de generación de concentrado de cobre y por ende su generación de relaves paulatinamente en 3 etapas bien definidas, pasando de las actuales 90 mil toneladas diarias de relaves a 120 mil durante los próximos años; para luego volver a aumentar a 180 mil para al año 2022; y para el año 2028 se aumentaría la tasa de depositación a 244 mil toneladas diarias (ATC-MN Ltda., 2006).

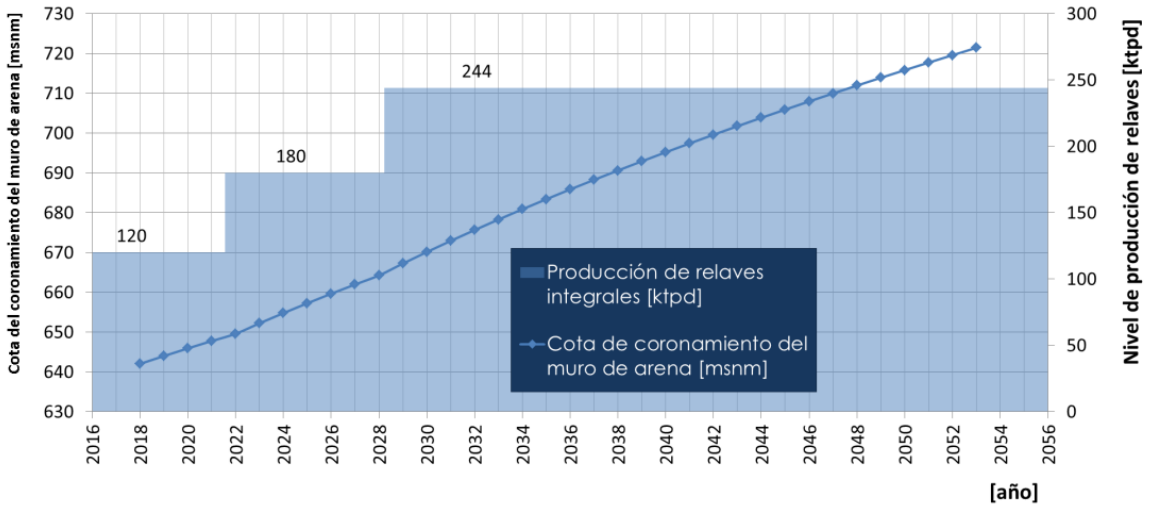


Figura 5.2 - Producción de relaves y cota de coronamiento del muro de arenas (elab. propia)

En la Figura 5.2 también se muestra la evolución de la cota de coronamiento. Esta curva indicaría el crecimiento proyectado del muro hasta la cota 710 msnm para el año 2047. Lo anterior bajo el supuesto de disposición convencional (sin disponer relaves espesados por sobre la cubeta). Lo anterior permite definir los siguientes escenarios de análisis.

En un primer escenario, ***Escenario 1***, se considera un aperaltamiento del muro principal del tranque hasta alcanzar la cota 710 msnm (130 m de altura del tranque), manteniendo sus características convencionales. En un segundo escenario, ***Escenario 2***, se considera la situación actual del tranque (muro de arenas hasta corta 640 msnm) con disposición de relaves espesados sobre la cubeta hasta alcanzar el muro principal con pendiente de depositación de diseño (SNC-Lavalín, 2014). Para este segundo escenario, se considera la disposición gradual de relaves espesados, según se presenta en la Figura 5.3. Esta figura muestra la evolución de los relaves espesados hasta alcanzar al muro principal (ocurriendo en el año 2047 aprox.). Esto permite establecer las condiciones geométricas del Escenario 2.

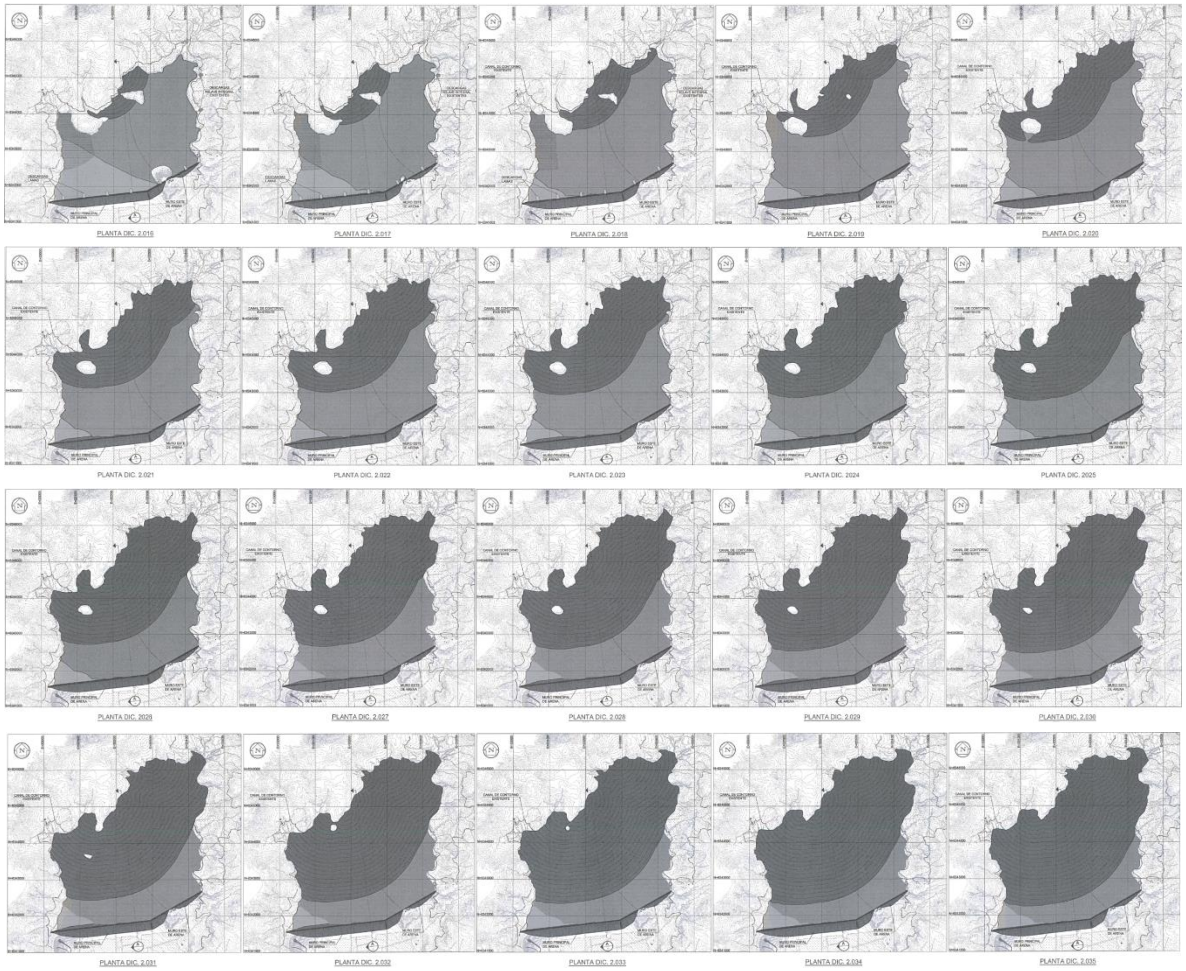


Figura 5.3 - Crecimiento del depósito combinado (SNC-Lavalín, 2014)

Es necesario contar también con información de la estabilidad del sistema en su condición actual. A este escenario base se le denomina ***Escenario 0*** (cero) lo que sirve como referencia o línea base de comparación respecto de las otras dos situaciones proyectadas.

5.3 Consideraciones sísmicas

Para análisis dinámicos o sísmicos, se contó con el registro de aceleraciones horizontales del terremoto del 27 de febrero del año 2010 en Chile, de magnitud de momento $M_w = 8{,}8°$, cuyo epicentro se ubicó a 150 km al noroeste de la localidad de Concepción y a 63 km al suroeste de Cauquenes, a una profundidad de 30,1 km bajo la corteza terrestre.

El registro (Figura 5.5 en azul) fue medido en la estación acelerográfica de Las Tórtolas, al norte de la región metropolitana, en su dirección Norte-Sur. Éste fue elegido para el estudio debido a que fue medido a sólo 8 km de Ovejería, por lo que resulta representativo para la respuesta que tendría el suelo en ese sector.

El registro presenta una aceleración horizontal máxima equivalente de 0.175 g, la que fue escalada con tal de representar un terremoto próximo al tranque Ovejería. El epicentro que se asumió para este estudio, posee las coordenadas 33° 14' S y 72° 02' O, o sea las coordenadas reales que tuvo el terremoto de Valparaíso de 1985.

Se utiliza la expresión de Saragoni para la aceleración máxima horizontal de un evento sísmico, interplaca del tipo subductivos:

$$a_{H\,max} = \frac{2 \cdot e^{1{,}28 \cdot M}}{(R+30)^{1{,}09}}$$

Dónde:

a_H: Aceleración máxima horizontal en cm/s^2.

M: Magnitud del evento sísmico cuyo valor equivale a 8,8° (M = Ms).

R: Distancia hipocentral. 120 km desde el depósito frente a las costas de Valparaíso.

Figura 5.4 - Distancia epicentral sismo de diseño

La evaluación de la ecuación de Saragoni, con distancia a la zona de subducción de 33 km, arroja una aceleración máxima horizontal de 0.675 g. Por lo tanto, el registro medido en la estación Las Tórtolas, se debió amplificar por un factor de 3.8 (Figura 5.5. en rojo), quedando este último como sismo de diseño. Lo anterior permite obtener la aceleración máxima de diseño, incluyendo características símicas del registro en cuanto a su contenido de frecuencias.

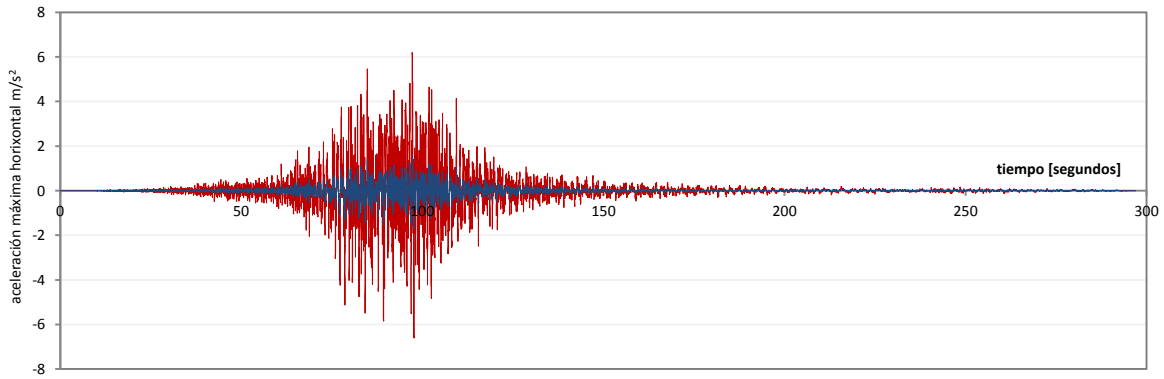


Figura 5.5 - Acelerograma estación Las Tórtolas. Terremoto 27F 2010 (azul registro medido a_{max}=0,175g, rojo registro escalado a_{max}=0,675g)

Para un comportamiento del modelo más cercano a la realidad se asumieron valores de los parámetros alpha y beta de Rayleigh, para el caso dinámico en todos los materiales ($\alpha = 0{,}5236; \beta = 2{,}653 \cdot 10^{-3}$) (Urbano, 2016).

5.4 Procedimiento de Modelación

La versión PLAXIS 2D versión 8.2 utilizada en este estudio cuenta con 4 módulos de trabajo, los que se describen a continuación en consideración al problema en análisis.

El primer módulo de Plaxis se denomina *Input*, donde se crea el modelo geométrico a través de líneas alzadas manualmente o ingreso de coordenadas cartesianas (x,y), además se ingresan las propiedades de los materiales que componen el modelo y se asignan éstos a cada dominio, cluster o área específica de la geometría. En este mismo módulo se crean las cargas externas en su punto de aplicación, tanto puntuales, distribuidas, dinámicas o estáticas, además se generan las condiciones iniciales de flujo de agua y tensión. El origen de los modelos geométricos en esta memoria se encuentra al pie del talud del muro de partida hacia aguas arriba.

En el Escenario 0, el muro del depósito se ingresó con cota de coronamiento de 640 msnm, lo que implica una altura de muro de 60 m, cota máxima de crecimiento aprobada al día de hoy por la autoridad, tal como se muestra en la Figura 5.6.

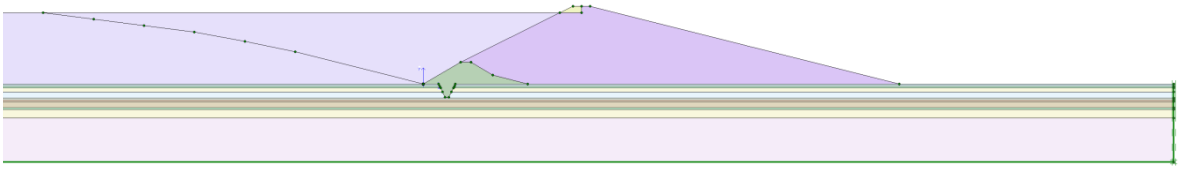


Figura 5.6 - Tranque Ovejería condición actual. Escenario 0

La línea que se deprime a la izquierda en la Figura 5.6 corresponde a la línea piezométrica producto de la presencia de la laguna de aguas claras en la cubeta, la cual pasa luego por debajo del muro de arenas a 3 m de profundidad. Lo anterior es un supuesto en consideración de los sistemas de drenaje de la estructura.

En el Escenario 1 se estudia el sistema asociado a un aperaltamiento del muro de arenas hasta la cota 710 msnm, Figura 5.7, o lo que es equivalente a 130 m de altura vertical desde el suelo de fundación con nivel piezómetro ausente al interior del muro. En otras palabras, se presenta un escenario similar al anterior en términos de saturación, pero expandido en términos geométricos.

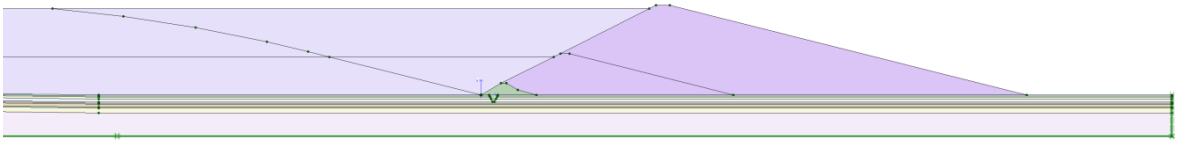


Figura 5.7 - Depósito futuro expandido. Escenario 1

El Escenario 2 representa un depósito cuyo muro de arena se mantiene en una cota de 640 msnm (cota actual del muro), pero considerando la disposición de relaves espesados sobre relaves convencionales, con una pendiente de depositación promedio del 4,5%, desde la ladera norte (a la izquierda de la Figura 5.8) del tranque en dirección al muro. Se asume en este escenario que los relaves espesados depositados sobre los convencionales, se mantienen en todo momento saturados. En torno al muro principal, no se considera nivel freático. Se planteó una cota máxima de relaves espesados de 765 msnm (a la izquierda de la Figura 5.8), con disposición en capas horizontales.

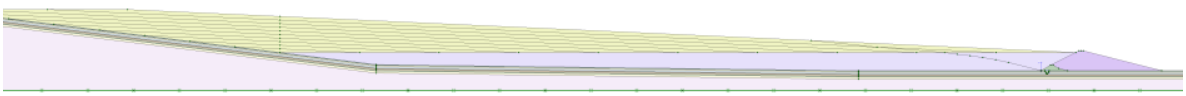


Figura 5.8 - Depósito combinado. Escenario 2

Respecto a las condiciones de borde, la roca basal aumenta su altura hasta que aflora por el límite izquierdo del eje B-B. Sin embargo el estrato más profundo de grava fluvial se plantea con un límite inferior constante. Además los estratos del suelo de fundación se plantearon paralelos y continuos en toda la geometría.

5.4.1 Características geotécnicas de los materiales

Los parámetros geotécnicos de las distintas unidades de suelo se encuentran contenidos en la Tablas 3.2, Tabla 3.5, Tabla 3.10 y Tabla 4.5. Todos estos parámetros son requeridos para el modelamiento numérico de los suelos a través del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Algunas consideraciones de modelación respecto a las propiedades de los materiales se discuten a continuación.

Respecto al módulo de Poisson, se estableció un límite superior de 0.35 para condición no drenada (casos dinámicos). Valores mayores a 0,35, implicaría que el agua no sería suficientemente rígida con respecto al esqueleto del suelo para simular el comportamiento no drenado en condición de carga rápida. Los valores de módulo de Poisson se adoptaron de literatura.

Respecto al Angulo de dilatancia, se utilizó la relación $\psi \approx \phi$ - 30° para arenas densas. En la mayor parte de los casos, el ángulo de dilatancia es cero para valores de ϕ menores a 30°. Un valor negativo pequeño para ψ sólo es realista en el caso de arenas extremadamente sueltas. Por lo tanto se utilizó $\psi = \phi$ - 30°, cuando $\phi > 30°$.

Debido a las características del software y la geometría del sistema, se debe modelar el relave espesado en capas independientes, debido a su inclinación de debe asignar propiedades discretas si estas aumentan con la presión de confinamiento vertical. La Tabla 5.2 presenta los valores del módulo de elasticidad drenado y no drenado, así como cohesión, de cada capa de relave espesado modelado. Para el módulo de elasticidad drenado del relave espesado se utilizaron los resultados obtenidos por Urbano (2016), obtenidos a partir de ensayos triaxiales monotónicos isotrópicamente consolidados drenados. En este sentido, se asume que los relaves espesados generados en procesos de disposición son homogéneos a lo largo del tiempo, no considerando la

variabilidad espacial inherente de este tipo de materiales. Lo anterior es la práctica común en el diseño de estas estructuras.

Tabla 5.1 - Parámetros resistentes relave espesado por capas discretas

	Capa de relave espesado	Módulo de Young [kPa]		Cohesión [kPa]
		No drenado	Drenado*	Resistencia residual
Más superficial	**1**	12.595	10.229	8,710
	2	13.502	18.665	17,436
	3	14.409	27.101	26,154
	4	15.316	35.537	34,872
	5	16.223	43.973	43,590
	6	17.129	52.409	52,308
	7	18.036	60.845	61,026
	8	18.943	69.281	69,744
Más profundo	**9**	19.850	77.717	78,462
	10	20.757	86.153	87,180

***** (Urbano, 2016)

Todas las unidades geotécnicas ingresadas al modelo cumplen las recomendaciones realizadas en el manual de instrucciones (Plaxis 2D, 2004) como se mencionan en la Tabla 5.3.

Tabla 5.2 - Recomendaciones del software Plaxis 2D versión 8.2

Parámetro	Recomendación
Cohesión, c [kPa]	Mínimo 0,2 [kPa]
Módulo de Poisson, No Drenado, ν[ ]	Máximo 0,35
Ángulo de Fricción Interna, ϕ [°]	Máximo 35 [°]

5.4.2 Consideraciones de modelación

Módulo Plaxis *INPUT*

Procedimientos ya mencionados se realizan previos a lo que se expone a continuación. Con respecto a la malla de elementos finitos, se realiza el reticulado de la geometría como se muestra la Figura 5.9. En este análisis de estabilidad se realizó un reticulado

Muy Fino a nivel global, a modo de mejorar la interacción entre elementos. Lo anterior supuso altos costos computacionales.

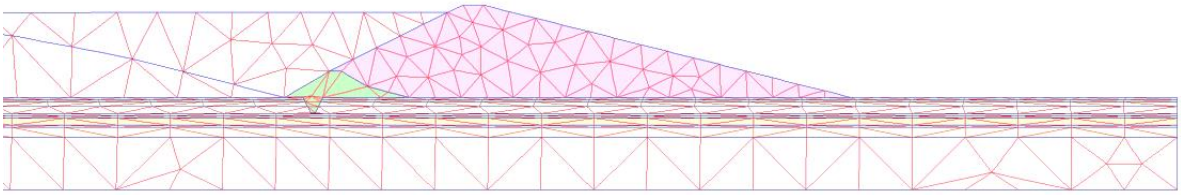


Figura 5.9 - Malla de elementos finitos en la geometría del modelo

Las condiciones de equilibrio inicial (esfuerzos de poros y tensiones efectivas) se determinan mediante el procedimiento K_o ("*K_o procedure*"), el cual utiliza la fórmula de Jaky, para la generación de esfuerzos horizontales efectivos, con $K_o = 1 - \sin(\phi)$, (ϕ corresponde al ángulo de fricción interna de cada unidad). Las tensiones iniciales en una capa de suelo están influenciadas por el peso del material y por su historia previa, a través del OCR (Overconsolidation Ratio o Razón de Sobre Consolidación). Para todos los materiales del modelo se consideró OCR=1, es decir, un suelo normalmente consolidado.

Respecto a las condiciones de borde se utilizaron límites absorbentes para los bordes laterales verticales y en la base del modelo, y así evitar reflexión de las ondas que se propagan por el suelo durante el análisis dinámico (Figura 5.10).

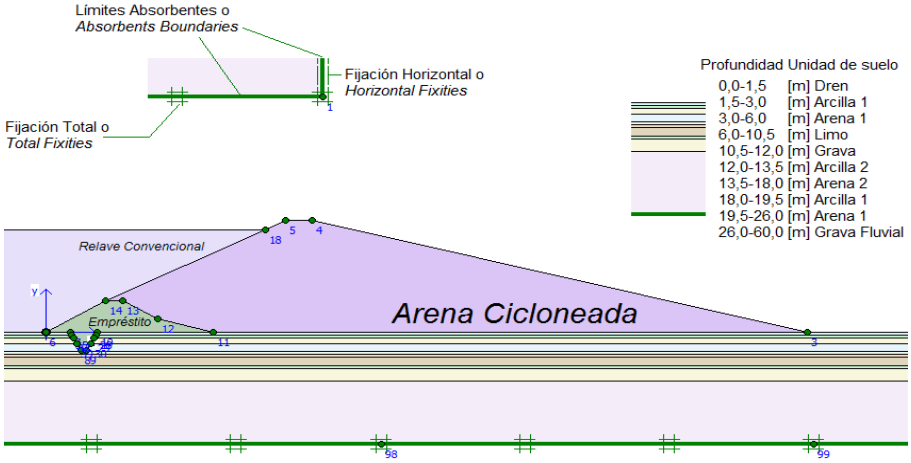


Figura 5.10 - Condiciones de borde. Detalle estratigrafía modelada

Se impuso restricciones de desplazamiento en los mismos límites geométricos ya mencionados: restricción de desplazamiento horizontal en los bordes laterales y empotramiento en la base, a través del comando *Standard Earthquake Boundaries*. Como consideración particular del análisis dinámico de todos los escenarios, se impuso un desplazamiento prescrito horizontal unitario a lo largo de toda la base de la geometría, y se configura como desplazamiento dinámico, para someter al sistema al sismo de diseño.

Módulo Plaxis *CALCULATION*

Pasando al segundo módulo, denominado *Calculation,* se establecen los tipos de análisis a realizar: plástico (estático), consolidación, *phi-c reduction* o dinámico (sísmico). Luego se crean fases de cálculo y se configuran los procesos de iteración.

Debido a la simplicidad de procedimientos los escenarios 0 y 1, se detallan con mayor énfasis los procedimientos que modelan el Escenario 2, ya que implican la depositación progresiva del relleno de relaves espesados.

Como se mencionó anteriormente, el análisis estático del Escenario 2 considero el proceso de depositación de los relaves espesados definiéndose 10 fases de cálculo a través de la modalidad *Stage Construction*. Para considerar estos relaves espesados como capas discretas independientes, se crean en el primer módulo del programa en la etapa del diseño de la geometría, luego en el procedimiento de generación de tensiones iniciales se desactivan todas estas capas de suelo, y en este módulo se reactivan una a una en la medida que se insertan las nuevas fases, Figura 5.11.

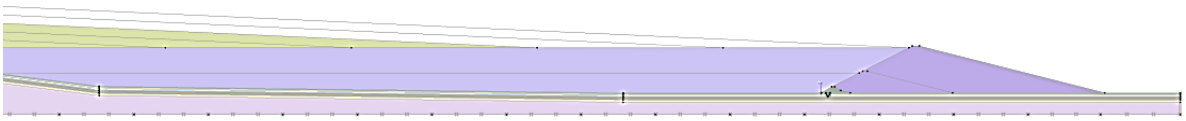


Figura 5.11 - Dominios activos (color) e inactivos (blancos)

Se considera que los relaves espesados, son depositados saturados, y su condición de saturación se mantiene en el tiempo para efectos de modelación, como situación menos favorable. Es por esto, que el nivel freático se replantea para cada fase de cálculo en la superficie del relleno depositado. Para la realización de un análisis de

seguridad durante una fase de cálculo se debe tener en cuenta que este tipo de análisis lleva al sistema a la rotura (para el cálculo de los factores de seguridad), y no debe usarse como referencia de una fase siguiente.

Para los análisis dinámicos se ingresó un registro sísmico de aceleraciones horizontales en formato tipo ASCII file. Los archivos ASCII son ordenaciones verticales de datos de tiempo creciente. En este caso se utilizó el registro escalado de Las Tórtolas el cual posee ordenaciones de aceleración cada 0,005 segundos.

Módulo Plaxis *OUTPUT*

Para visualizar los resultados y las respuestas del modelo se utiliza el modulo *Output*. En éste se extrae información gráfica referida a campos de tensiones o deformaciones del modelo. Para el caso estático se extrajeron los campos de deformaciones finales luego del análisis *estático* y *phi-c reduction*, para visualizar las deformaciones estáticas y las cuñas de falla estática del sistema.

Para los análisis dinámicos, se utilizó este módulo para extraer los valores de la presión de confinamiento efectivo de las secciones analizadas con el fin de evaluar la ocurrencia de licuefacción en los relaves.

Módulo Plaxis *CURVES*

El modulo *Curves* se utilizó luego para la extracción de las aceleraciones experimentadas por los relaves en el análisis de licuefacción. Además se extrajo los valores de deformación de la superficie de los relaves convencionales y los espesados en el Escenario 2 en su caso estático, para un análisis de deformaciones estáticas.

6 Análisis y resultados

En esta sección del estudio se presentan los resultados del análisis de estabilidad realizado mediante el software Plaxis, el cual arrojó los resultados presentados en la siguiente Tabla resumen 6.1. Se presentan los valores del factor de seguridad obtenidos de 2 tipos de análisis, los cuales son, estabilidad estática, y estabilidad post-sísmica, considerando un análisis intermedio de licuefacción que asume que los relaves caen a sus valores residuales de resistencia debido a la solicitación sísmica y éstos fueron realizados sobre los 3 escenarios ya mencionados en el acápite anterior.

Tabla 6.1 - Resumen de estabilidad del estudio

	Factor de Seguridad	
Situación	**Estático**	**Post-Sísmico**
0	**2,9**	**2,9**
1	**2,7**	**2,7**
2	**2,5**	**1,6**

6.1 Escenario 0

Estabilidad estática

El campo de deformaciones estáticas se presenta en la Figura 6.1, la que muestra como deforma el sistema bajo cargas por su propio peso. Se logra ver que la mayor deformación ocurre en la superficie de contacto entre la zona saturada y no saturada de los relaves embalsados debido a la discontinuidad en la densidad de los materiales en este punto, que se traduce en concentración de esfuerzos y deformaciones. La deformación máxima en ese punto es de 0,65 m.

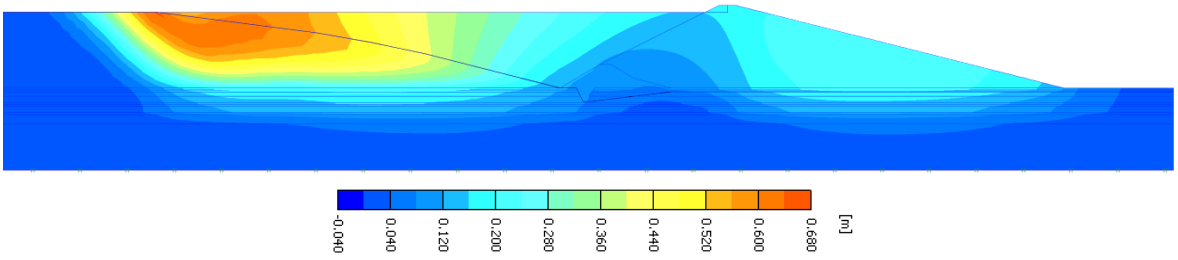


Figura 6.1 – Campo de desplazamientos estáticos totales. Escenario 0

Los relaves toman la mayor parte de las deformaciones debido a la reacción de sus propiedades resistentes que son más débiles comparadas con las arenas compactadas del muro principal.

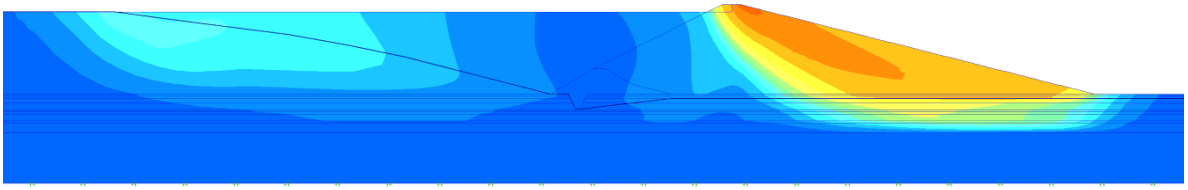


Figura 6.2 – Campo de deformaciones de falla estática. Escenario 0

Si se lleva el sistema a la reducción de estas propiedades, como se lleva a cabo en un análisis de seguridad (Figura 6.2) se ve que el muro comienza a adquirir mayores deformaciones hasta que se desencadena la falla. Esta falla se alcanza en el coronamiento del muro y compromete gran parte de cuerpo del tranque. Sin embrago, el Factor de Seguridad (F.S.) para esta condición es de:

$$\sum M_{sf} = F.S._{estático(0)} = 2{,}893$$

Estabilidad dinámica

Se ingresó a la geometría del Escenario 0, el sismo de diseño en la base como un desplazamiento prescrito horizontal unitario y amplificado por el multiplicador asociado al registro de aceleraciones, el cual es integrado dos veces en el tiempo para traducirlo a desplazamientos.

Para evaluar la ocurrencia de licuefacción se estudiaron los valores de CSR sobre los valores de CRR de las unidades de relaves al interior de la cubeta a distintas profundidades. Se extraen los esfuerzos de corte y presión de confinamiento efectivo en puntos al interior de la cubeta, con el fin de evaluar el potencial de licuefacción de los relaves. Al plantear el equilibrio de fuerzas horizontales sobre un punto se obtiene el corte máximo:

$$\tau = a_x \, z \, \frac{\gamma}{g}$$

Donde a_x, es la aceleración horizontal en el cuerpo de la estructura. Si se normaliza esta expresión por su presión de confinamiento efectivo, se obtiene la razón de corte

solicitante CSR. Si se contrapone este registro con el valor de la razón de resistencia de corte CRR, obtenida de los ensayos triaxiales cíclicos recopilados y expuestos en capítulos anteriores, se genera un gráfico como el de la Figura 6.3.

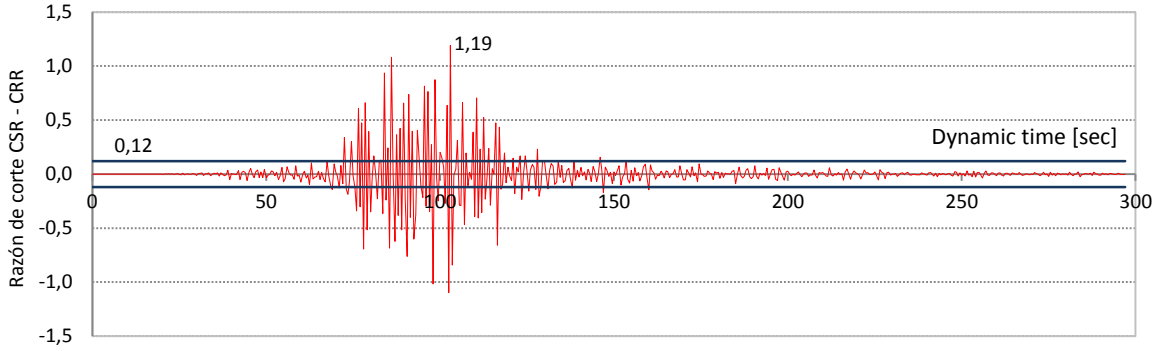


Figura 6.3 - CSR y CRR relave convencional. Escenario 0

Se observa que el umbral de resistencia cíclica se ve alcanzado y sobrepasado en reiteradas oportunidades por la solicitación, y con esto se puede concluir que para un punto dado al interior de la cubeta desencadenaría, aunque de manera transiente, el fenómeno de licuefacción.

$$P.L._{max} = \frac{CSR_{max}}{CRR} = 9{,}93 \gg 1$$

Sin embargo, para generar un análisis más racional del fenómeno, se analizar el número de veces en que CSR supera CRR. Por ejemplo, para un punto en la sección 1, Figura 6.4 de análisis se observa que la razón entre peaks que sobrepasan CRR, respecto a peaks totales es de aproximadamente 22.1% (0,221).

Figura 6. 4 - Secciones al interior de la cubeta para análisis de licuefacción

Repitiendo este mismo análisis para los puntos de la Figura 6.4 al interior de la cubeta, se podrá obtener una caracterización de la ocurrencia del fenómeno a nivel global para el Escenario 0. De representaciones similares a la Figura 6.3, pero para puntos ubicados dentro del depósito (distanciados en la horizontal cerca de 485 m y a profundidades equiespaciadas) se extrae el valor del potencial de licuefacción (PL)

máximo alcanzado por el punto al interior de la cubeta. No se debe confundir esta definición de "potencial de licuefacción" respecto a definiciones más formales del potencial generadas a partir de ensayos in situ (por ejemplo SPT). Los valores encontrados se presentan en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 - PL máximo y razón de sobrepasos de la resistencia cíclica. Escenario 0

	(más lejos del muro) Sección				(más cerca del muro)
	5	**4**	**3**	**2**	**1**
menos profundo	**7,14** **0,348**	**17,58** **0,285**	**11,01** **0,268**	**27,03** **0,251**	**7,61** **0,144**
más profundo	**15,75** **0,346**	**27,75** **0,423**	**17,98** **0,373**	**20,79** **0,352**	**9,93** **0,221**

Potencial de Licuefacción Máximo, o máxima relación entre CSR/CRR

Relación entre la cantidad de peaks de CSR que sobresalen del límite CRR

Según los valores aquí presentados se logra ver que el potencial de licuefacción (valores en azul) posee, en general, valores elevados. Se puede ver que en el caso más extremo, CSR/CRR es superior a 27. Esto ocurre en las secciones 2 y 4 pero a distintas profundidades. Valores elevados de esta relación indicarían que el suelo experimentaría grandes demandas de corte por sobre su resistencia máxima. Sin embargo, las deformaciones en esta condición no son significativas debido a la naturaleza transiente del fenómeno (stress reversal). Las deformaciones residuales están más bien asociadas a número de veces que se supera la resistencia máxima. Este análisis no se incluye en la presente memoria.

Por otro lado, la relación que existe entre el número de peaks (máximos) que alcanza la razón de corte solicitante por sobre la razón de corte resistente, se mantiene en un rango de valores acotados para las mismas profundidades. En la primera mitad de profundidad esta relación es entre un 14,4 y un 34,8%, para aumentar a un 42,3% en la mitad más profunda. Es decir, de los 400 peaks que se rescatan del registro de aceleraciones en cada punto de control, 169 de ellos pasan por sobre la razón de resistencia CRR. Se concluye por lo tanto, en base a estos resultados que el fenómeno

de licuefacción (con características de movilidad cíclica) se podría desencadenar de manera global al interior de la cubeta para el registro sísmico en estudio.

Estabilidad post-sismo

Considerando las propiedades resistentes degradadas de las unidades de relaves producto de procesos de licuefacción al interior de la cubeta, se realiza el análisis de estabilidad a la falla post-sísmica. Esta condición considera que los relaves integrales almacenados en la estructura alcanzaron su resistencia residual no drenada. La ejecución de este análisis arroja los siguientes resultados (Figura 6.5):

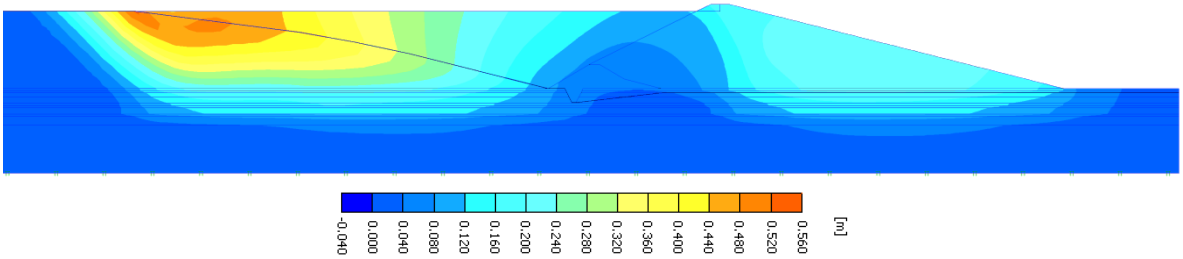


Figura 6.5 – Campo de desplazamientos totales. Escenario 0

Se observa una deformación máxima de 0,53 m en el punto de contacto en la superficie de la zona saturada de la no saturada de los relaves embalsados. Esta es una situación similar a la observada para la condición estática previa al sismo. Pese a lo anterior las deformaciones totales son menores en la condición post-sismo, pese a la baja rigidez del material bajo esta condición. En condición post-sismo los empujes horizontales sobre el muro son mayores lo que generaría mayores deformaciones horizontales en la interfaz relaves-muro. Es por esto que se hubiese esperado mayores deformaciones totales en la estructura. Sin embargo, las diferencias pueden ser atribuidas a una menor concentración de deformaciones verticales aguas arriba del muro (producto de menores asentamientos en el muro), lo que condiciona también las deformaciones horizontales y por tanto las deformaciones totales. Otra posibilidad, es que la generación de puntos plásticos al interior de la cubeta condiciona las deformaciones locales en la interfaz de saturación.

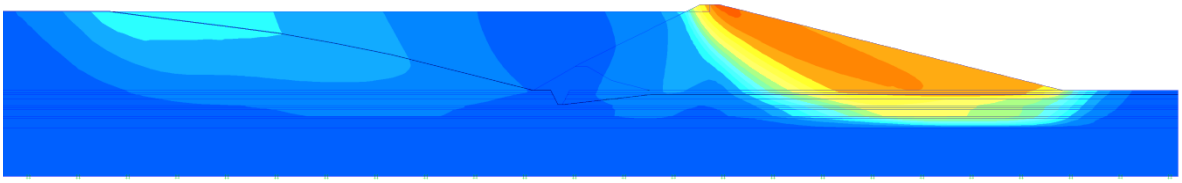


Figura 6.6 - Cuña de falla. Desplazamientos totales. Escenario 0

La Figura 6.6 presenta la condición de falla forzada. Se observa una cuña de falla concentrada en el muro principal, la que alcanza el coronamiento, y presenta características similares a la condición de falla estática previa al sismo. El F.S. permanece invariable por lo que el aumento del estado tenso-deformacional en el muro no es significativo luego de que se moviliza la capacidad cíclica del material.

$$\sum M_{sf} = F.S._{post-sismo(0)}=2{,}916$$

Las pequeñas diferencias entre los casos estáticos y post-sismo pueden ser atribuidos a inestabilidades en el proceso de iteración numérica, lo que se escapa del alcance de esta memoria. Por lo tanto se podría considerar que la estabilidad estática del tranque Ovejería en su Escenario 0 no se ve afectada por la generación de fenómenos de licuefacción parcial o total de los relaves contenidos.

6.2 Escenario 1

Estabilidad estática

El presente análisis estático se realizó sobre la geometría expandida del sistema en condiciones de tranque convencional pero con un muro de cota proyectada a 710 msnm, es decir con una altura de 130 m.

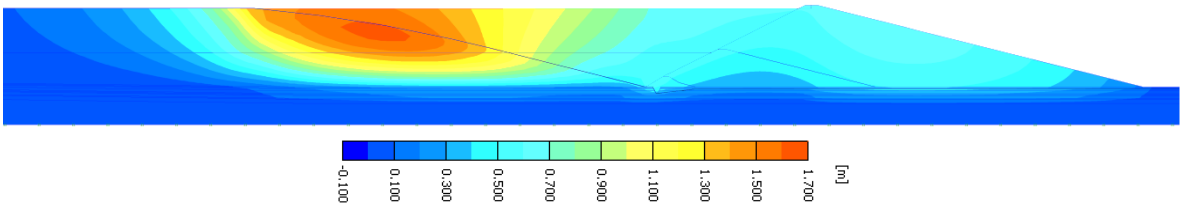


Figura 6.7 - Campo de desplazamientos totales. Escenario 1

Al igual que en el Escenario 0, las mayores deformaciones estáticas (1,63 m) se ubican en los relaves embalsados, más precisamente en la zona de contacto entre la

zona saturada y la no saturada. Mayores deformaciones en la estructura se deben a la mayor altura de los rellenos que resultan en un asentamiento mayor en la medida que se avanza hacia la superficie. Se debe considerar que el aperaltamiento es de más del doble de la altura actual.

Se procede según la secuencia de modelación con un análisis de seguridad. Se observa en la Figura 6.8 la generación de una cuña similar al Escenario 0 bajo condición de carga similar.

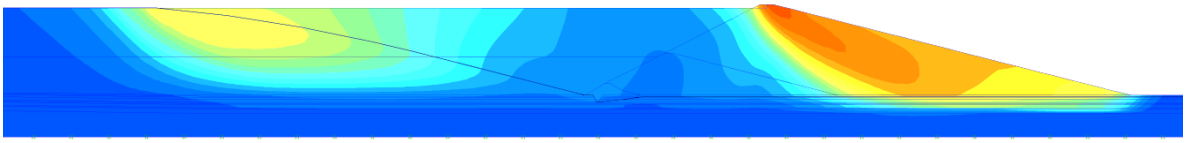


Figura 6.8 - Cuña de falla estática. Desplazamientos totales. Escenario 1

La máxima deformación la experimenta el coronamiento del muro resistente al igual que en el Escenario 0, pero con un máximo en este caso de 4,16 m al momento de la falla. El factor de seguridad estático del Escenario 1 está dado por:

$$\sum M_{sf} = F.S._{estático(1)} = 2{,}694$$

El factor de seguridad a la falla estática del Escenario 1 se ve levemente disminuido por el aumento en altura con respecto al Escenario 0. Se puede concluir entonces que una mayor altura del muro disminuye la estabilidad de la estructura. Lo anterior se debe a una mayor altura y volumen para el desarrollo de la cuña de falla.

Estabilidad dinámica

Al igual que en la situación base, se realizó un análisis de licuefacción a partir de los valores de CSR versus el valor de CRR que se obtiene de los ensayos triaxiales cíclicos realizados al relave convencional embalsado.

Tabla 6.2 - PL máximo y razón de sobrepasos de la resistencia cíclica Escenario 1

	(más lejos del muro) Sección				(más cerca del muro)
	5	4	3	2	1
menos profundo	8,55 0,229	10,01 0,199	7,40 0,185	10,66 0,208	2,65 0,060
más profundo	7,21 0,210	11,87 0,227	12,41 0,221	16,04 0,235	4,39 0,116

Potencial de Licuefacción Máximo, o máxima relación entre CSR/CRR

Relación entre la cantidad de peaks de CSR que sobresalen del límite de CRR

A partir de los valores de la Tabla 6.2 del análisis de licuefacción, existe una tendencia de valores de la razón $(CSR/CRR)_{max}$ altos para profundidades mayores, además de una baja relación en los extremos de la cubeta. De manera similar, el numero de veces en que CSR>CRR es menor que para el Escenario 0. Lo anterior se puede deber a fenomenos de amplificacion local. En la sección 1 la cota piezométrica pasa por debajo de un punto analizado y el suelo en este punto es más estable que otros al interior de la cubeta.

Los valores arrojados indican una gran solicitación sismica comparado con la resistencia cíclica. De este modo, se puede asumir de manera conservadora que el relave convencional almacenado en la cubeta experimentaria fenómenos de licuefaccion de manera transiente, llevando a los parámetros resistentes a sus valores residuales.

Estabilidad post-sismo

En la Figura 6.7 se muestra los desplazamientos totales que sufriría el depósito luego de adoptada la condición de resistencia residual post-sísmica.

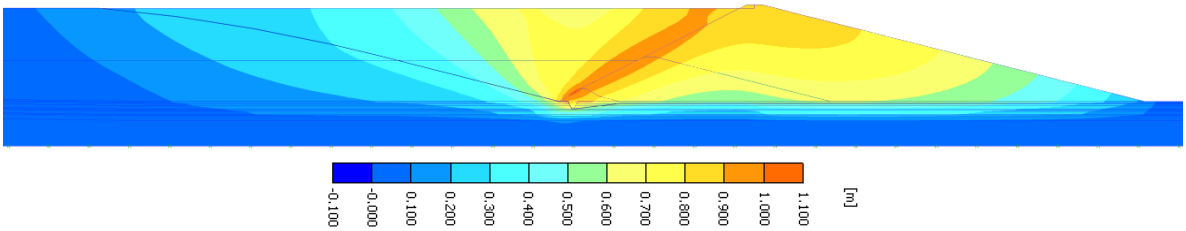


Figura 6.9 - Campo de desplazamientos totales. Escenario 1

Se observa que con el aumento de altura del muro las deformaciones de redistribuyen concentrándose en la base del talud de aguas arriba del muro de partida. Lo anterior es esperable debido a la baja rigidez de los materiales en la cubeta. La condición de falla forzada se presenta en la Figura 6.10.

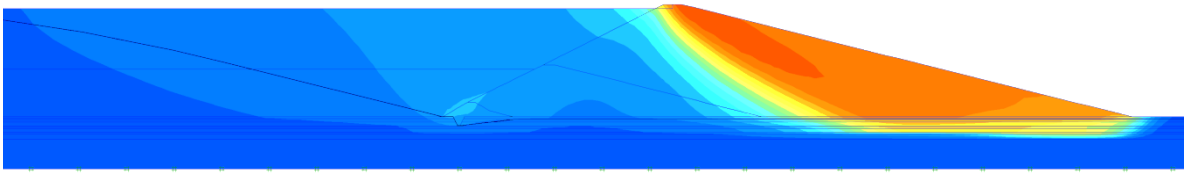


Figura 6.10 - Cuña falla post-sísmica. Desplazamientos totales Escenario 1

La figura muestra una distribución de desplazamientos totales distintos entre los análisis Estático y Post-Sismo (comparado con la Figura 6.7 - Cuña de falla estática Escenario 1) para el Escenario 1. La diferencia supone que los valores de resistencia de los relaves convencionales caen a sus valores residuales, y de esta forma, el análisis post-sismo en falla afecta mayormente al muro resistente. De este modo, la falla se concentra únicamente dentro del muro, el que experimenta asentamiento de aproximadamente 6.4 m con F.S. dado por:

$$\sum M_{sf} = F.S._{post-sismo(1)} = 2{,}730$$

Una falla de este tipo causaría el flujo de los relaves contenidos. El valor del F.S. nuevamente es levemente mayor al factor de seguridad estático pero su estabilidad se mantiene intacta en términos prácticos, aumentando solamente un 1,3%. Es por esto que se podría considerar que la estabilidad dinámica del sistema en su altura proyectada no se ve afectada por la licuefacción parcial o total de los relaves contenidos.

6.3 Escenario 2

Estabilidad estática

Se enfatiza el análisis de deformaciones estáticas de este escenario ya que un deslizamiento del relleno de relaves espesados podría desencadenar una falla global del depósito generando escurrimiento de relaves (run-off) por sobre el muro resistente o vaciamiento de los relaves convencionales por las sobrecargas de espesados.

El análisis de estabilidad estática del Escenario 2, expone un campo de deformaciones totales por peso propio como la presentada en la Figura 6.11. Se observa una asentamiento concentrado en el relleno de relaves espesados con valores de asentamiento de 2.6 m. Este valor se contrasta con la altura del sistema en el punto de mayor deformación que supera los 200 m.

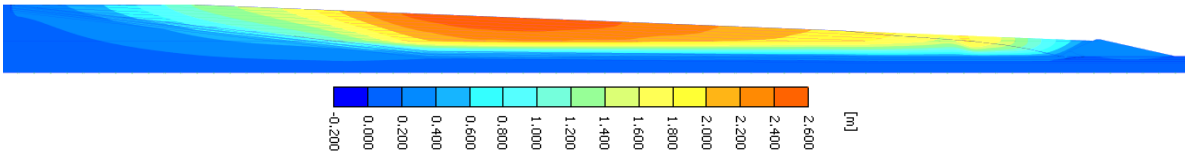


Figura 6.11 - Campo de desplazamientos totales. Escenario 2

Con respecto a la seguridad de esta falla, se lleva al sistema a la reducción de sus parámetros resistentes, obteniendo un factor de seguridad de:

$$\sum M_{sf} = F.S._{estático(2)} = 2{,}484$$

La deformación final asociada a este factor de seguridad se presenta en la Figura 6.12, la que muestra que una cuña de falla estática se genera en el muro resistente y otra en los relaves espesados. Sin embargo, la cuña crítica se genera en el muro principal.

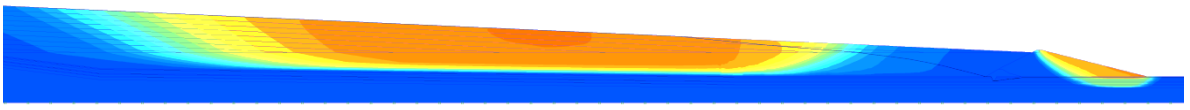


Figura 6.12 - Cuña de falla. Desplazamientos totales. Escenario 2

El factor de seguridad corresponde a un promedio de los factores de las distintas fases de cálculo plástico que conforman el modelo generado. Se marginan de este

promedio las dos últimas fases de cálculo, ya que consideran una caída abrupta de la cota piezométrica al acercarse al muro, generando una cuña sin saturar al pie del relleno, que funcionaría como tope de seguridad proporcionando mayor estabilidad estática al relleno, como se muestra en la Figura 6.13 en el dominio achurado. Lo anterior podría conducir a una sobreestimación de F.S.

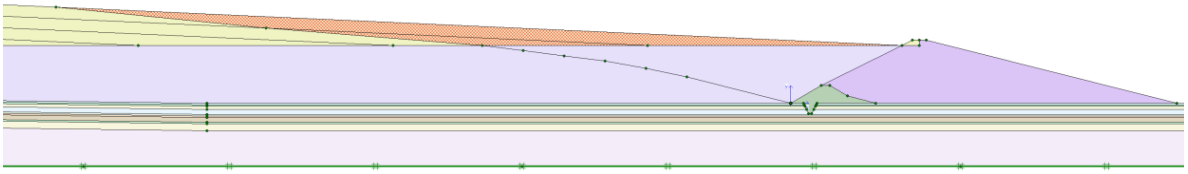


Figura 6.13 - Línea piezométrica. Escenario 2

Se realizó un análisis de deformaciones de la superficie de contacto entre los relaves convencionales y espesados de modo de evaluar la posibilidad de vaciamiento de relaves fuera del depósito por sobre el muro. Para este análisis se definió el punto A que se encuentra más alejado del muro, el punto J se encuentra sobre el coronamiento, y los puntos intermedios se encuentran equiespaciados, tal como se muestra en la Figura 6.14.

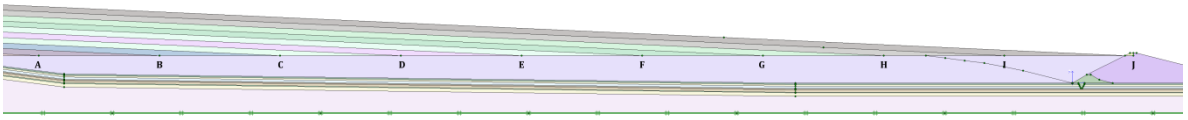


Figura 6.14 – Puntos de análisis de la superficie de relaves convencionales

Las deformaciones de la superficie de la cubeta son presentadas en la Figura 6.15 al finalizar la disposición de los relaves espesados.

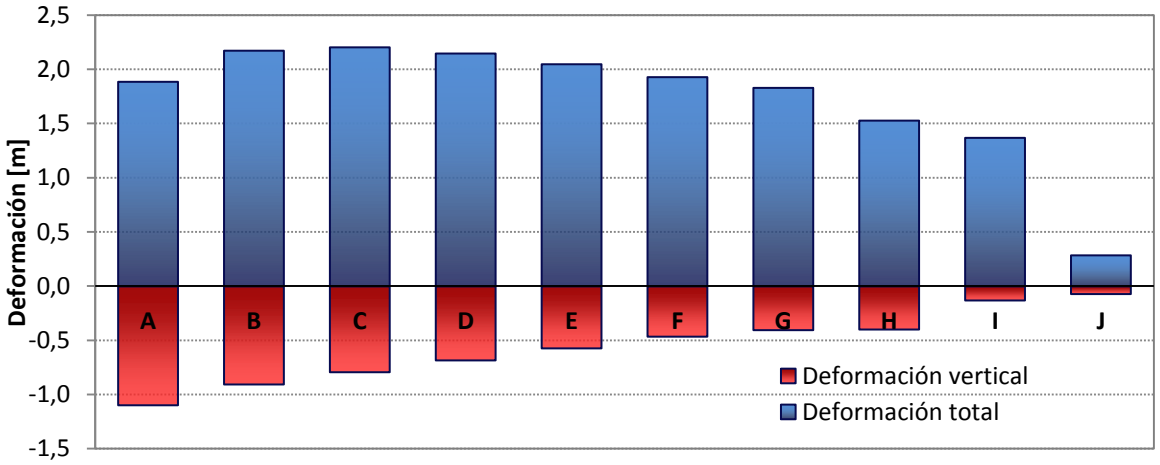


Figura 6.15 - Deformación estática de superficie de relaves convencionales al final de disposición del relleno de relaves espesados

Se expuso el valor de la deformación total en azul (hacia arriba, Figura 6.15), y el valor de la deformación vertical en rojo, suponiendo que este relleno podría influir en el nivel de la superficie de los relaves convencionales pudiendo generar vaciamiento.

Con los valores obtenidos y la revancha existente, se puede concluir que la disposición de los relaves espesados sobre los convencionales no generaría falla por overtopping. Del mismo modo, las deformaciones totales presentan un máximo de 2,2 m bajo el punto C y a medida que el relleno se acerca al muro la deformación disminuye, ya que las capas van descendiendo en pendiente y se va perdiendo carga sobre la superficie.

Para visualizar la respuesta de los relaves espesados, se ubican puntos de control sobre la superficie de cada capa de relleno, según lo presentado en la Figura 6.16.

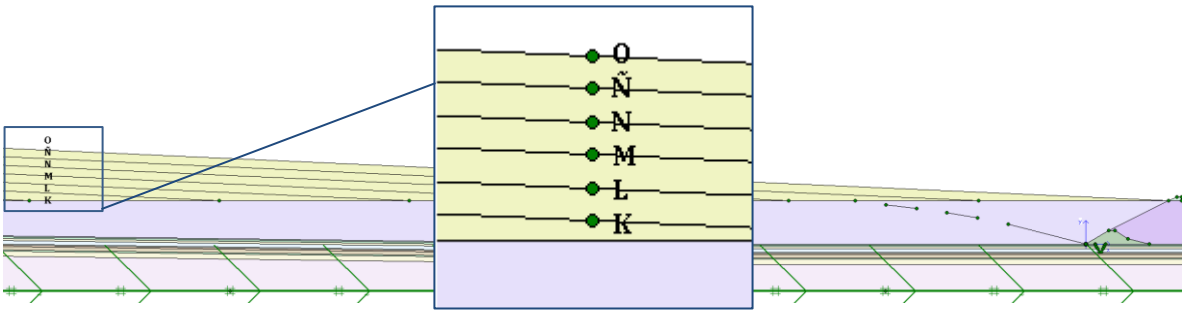


Figura 6.16 - Puntos de control sobre el relleno de relaves espesados

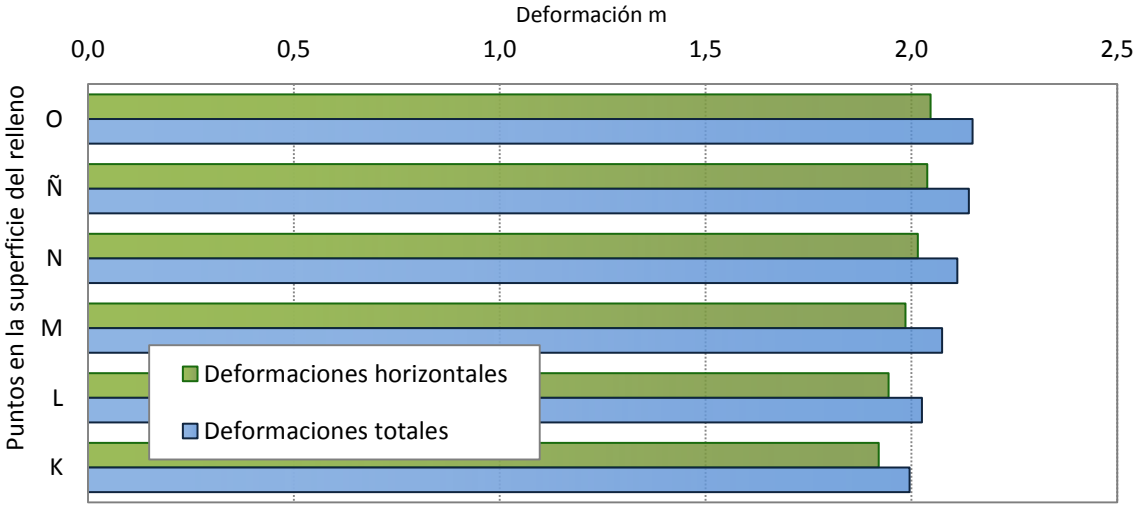


Figura 6.17 - Deformación de superficie de relaves espesados. Escenario 2

A partir de la Figura 6.17, se observa que existe un desplazamiento horizontal significativo comparado con el desplazamiento vertical para todas las capas del relleno de relaves espesados. Esto se debe a la concentración de tensiones aguas abajo del depósito de espesados que genera un gradiente de deformaciones en esa dirección.

En las Figuras 6.18 y 6.19 se presentan los campos de deformaciones horizontales y totales respectivamente que sufre el sistema bajo la carga del relleno. Éstas son muy similares, tanto en su forma como en su magnitud. En general, los mayores deslizamientos del relleno se ubican lejos del muro resistente principal.

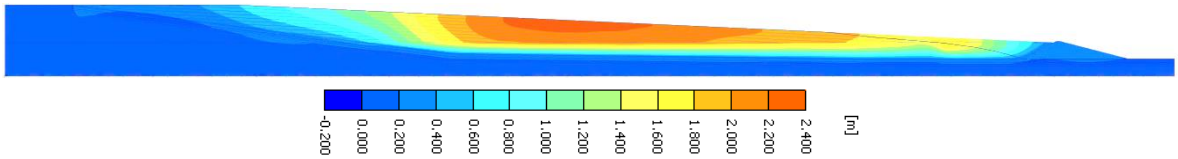


Figura 6.18 - Deformaciones horizontales estáticas del depósito combinado

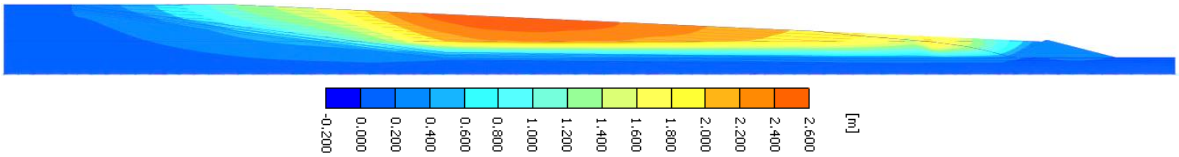


Figura 6.19 - Deformación total estática del tranque combinado

El valor máximo de deformación total es de 2,55 m. Sin embargo, este valor resulta despreciable respecto a la magnitud del tranque. Esta deformación se produce por deformación elástica en el modelo. En condición real se esperan mayores deformaciones por consolidación. Sin embargo, ésta no es una situación que pueda desencadenar una falla estática global o deslizamiento del relleno sobre el sistema combinado.

Estabilidad dinámica

Debido a la presencia de las capas de relaves espesados y a su posible desarrollo de licuefacción, se registran sus tensiones de corte y así se evalua la ocurrencia del fenomeno al interior del depósito combinado. La Tabla 6.3 presenta los resultados del analisis de estabilidad dinamica, donde la fila inferior correponde a valores asociados a puntos de relaves convencionales, y la fila superior de valores corresponde a puntos al interior del relleno de relaves espesados. La Figura 6.20 muestra la ubicación de estos puntos en el depósito.

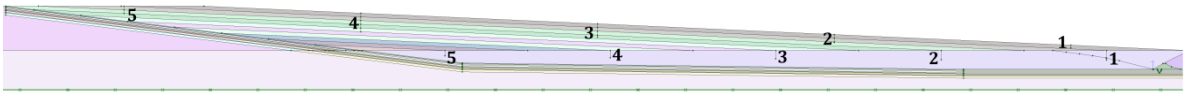


Figura 6.20 – Puntos del relave estudiados para análisis de licuefacción

Tabla 6.3 - PL máximo y razón de sobrepasos de resistencia cíclica, relaves espesados y convencionales. Escenario 2

	(más lejos del muro) Sección (más cerca del muro)				
	5	4	3	2	1
relaves espesados	0,77 0,000	0,87 0,000	0,82 0,000	0,83 0,000	0,32 0,000
relaves convencionales	4,16 0,139	12,22 0,239	29,75 0,337	15,46 0,259	6,36 0,115

Potencial de Licuefacción Máximo, o máxima relación entre CSR/CRR

Relación entre la cantidad de peaks de CSR que sobresalen del límite de CRR

De acuerdo al analisis de los valores de CSR y CRR, se observa que los relaves espesados no presentan tendencia a sufrir el fenómeno de licuefacción. Lo anterior en consideracion de los resultados de laboratorio disponibles. Esta situacion confirma la estabilidad dinámica de esta unidad de suelo como elemento estructural individual para las condiciones de analisis. Por otra parte, los resultados del análisis a los relaves convencionales revelan que el fenomeno de licuefaccion es altamente posible, alcanzando los mayores valores obtenidos de todos los escenarios evaluados, según la Tabla 6.3 en la sección 3. La disposicion de materiales resistentes (espesados) por sobre materiales no resistentes sismicamente (convencionales) podria generar grandes deformaciones en la estructura, y en casos extremos su falla. Esto se discute en el siguiente acapite.

Estabilidad post-sismo

En términos de estabilidad, el análisis se debiese centrar en los relaves convencionales subyacentes dado que pueden movilizar su capacidad cíclica. Para considerar una condición extrema menos favorable, se asume en esta sección que ambos materiales, relaves convencionales y espesados, movilizan su resistencia residual.

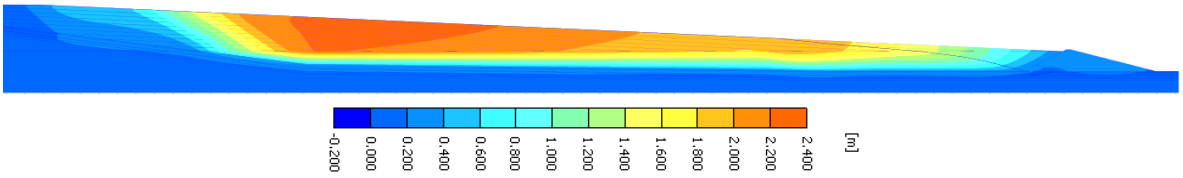


Figura 6.21 - Campo de desplazamientos totales. Escenario 2

Se observa que para la condición de equilibrio se alcanzan deformaciones máximas de 2,37 m. Si bien esta deformación es de importancia, se concentra lejos del muro resistente.

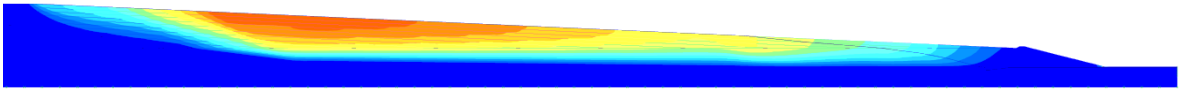


Figura 6.22 - Cuña de falla. Desplazamientos totales. Escenario 2

A partir del análisis de seguridad en la falla se obtiene una cuña de falla al interior del depósito de espesados, con un F.S. dado por:

$$\sum M_{sf} = F.S._{post-sismo(2)} = 1{,}580$$

Este valor es significativamente menor que el valor bajo la condición estática (36% menor). Sin embargo, mantiene una condición de equilibrio global, con F.S. por sobre la unidad. Un bajo valor del F.S. con respecto al Escenario 2 se debe a los esfuerzos de corte que ejercen los relaves espesados sobre el muro resistente.

7 Conclusiones

En una primera parte de esta memoria se describió el problema de almacenamiento de relaves en estructuras superficiales. Se categorizaron los tipos de depósitos históricamente utilizados por la industria minera nacional y se dimensionó la influencia e impacto económico y medioambiental de la falla de uno de estos depósitos.

En una segunda parte se presentó la tecnología de disposición de relaves espesados y técnicas convencionales de disposición en tranques y embalses. Se estableció que la disposición espesada brinda importantes ventajas en el manejo de residuos en comparación a depósitos convencionales, tales como mayor eficiencia en la utilización del recurso hídrico, mayor capacidad de almacenamiento y mayor estabilidad estática y sísmica. Por último, y en consideración de la falta de nuevas concesiones territoriales, las nuevas regulaciones medioambiental y a las restricciones impuestas por las comunidades, se describió el sistema de disposición combinado, i.e. depósito de relaves espesados sobre depósito de relaves convencionales.

El tranque de relaves de Ovejería, CODELCO, fue el caso en estudio en esta memoria para el que se realizó una completa caracterización geotécnica, incluyendo parámetros de todas las unidades de suelo existentes, además de los materiales de construcción del muro de retención, relaves actualmente almacenados, y los relaves no convencionales a disponer en un futuro proyecto de expansión.

El análisis de antecedentes considero también un post proceso de la información de modo de obtener parámetros geomecánicos necesarios para la modelación numérica y que no pudieron ser recopilados desde los estudios e informes existentes del depósito. En general, fue necesario tomar consideraciones que simplifican el estudio en favor de la interpretación de los resultados y su potencial aplicación.

Los análisis FEM estudiaron la estabilidad estática, sísmica y post-sísmica de la estructura combinada en escenarios de corto y largo plazo. Como resumen de los

estudios antes realizados es posible comparar los factores de seguridad (FS) en la falla para todos los escenarios de cálculo.

Tabla 7.2 - Resumen de estabilidad del estudio

	Factor de Seguridad	
Situación	**Estático**	**Post-Sísmico**
0	**2,9**	**2,9**
1	**2,7**	**2,7**
2	**2,5**	**1,6**

Según las hipótesis realizadas, la información disponible, los datos y antecedentes recopilados, es posible establecer que el sistema en estudio sería estable desde el punto de vista estático y dinámico para todos los escenarios estudiados. Pese a lo anterior, los resultados aquí expuestos indican que el tranque Ovejería en condición de reconversión a depósito combinado presentaría una variación negativa en su estabilidad global, con disminución de su F.S.

Desde el punto de vista estático previo al sismo, es predecible una disminución del factor de seguridad al pasar de un Escenario 0 (deposito actual) al 1 (deposito con altura en cierre), y esto se debe a una mayor altura y volumen del muro de arena para el desarrollo de la cuña de falla estática. El factor de seguridad a la falla estática del Escenario 2 (combinado) también se ve disminuido con respecto a la situación actual del depósito. Lo anterior se debe a la influencia de los depósitos de relaves espesados sobre el muro de retención (bulbo de presiones) como resultado de las altas pendientes de depositación.

Si contextualizamos los escenarios a la realidad nacional respecto a la probabilidad de ocurrencia de un sismo de gran magnitud en las cercanías del depósito, podemos interpretar los factores de seguridad post-sísmicos que consideran movilización de resistencia debido a fenómenos de licuefacción de los relaves contenidos en todos los escenarios. Vemos que al pasar del Escenario 0 al 1, la estabilidad es invariable con respecto a los casos previos al sismo. Para el Escenario 2, el valor de FS cae a casi la mitad del valor original (Escenario 0), de 2,9 a 1,6 (45% menos). Sin embargo, previo a este análisis se observó que el relave espesado en el Escenario 2no es susceptible a

fenómenos de licuefacción para el sismo en consideración. Por lo que el bajo valor de FS podría ocurrir únicamente bajo un escenario extremo (gran terremoto). En este sentido, si se hubiera analizado el relleno de manera aislada y no licuada, se habrían alcanzado factores de seguridad por sobre los 17,5 lo que es extremadamente suficiente y consistente con los resultados de SNC-Lavalín (SNC-Lavalín, 2014) para un estudio de estabilidad sobre un escenario de las mismas condiciones que aquí se presentan.

Los análisis de deformaciones estáticas del Escenario 2, indican que el sistema experimentaría asentamientos verticales que no superan la revancha actual por lo que se descarta cualquier falla de deslizamiento del relleno.

En resumen, se observa que el depósito en condiciones de tranque convencional en cierre, es geotécnicamente más estable que un tranque de relaves combinado para el mismo periodo de disposición. En ambos casos, los depósitos resultan estables estática y sísmicamente. De generarse un depósito combinado, se deberá avanzar en la caracterización del material espesado. La calibración y ajustes del estudio mediante nueva información permitirían acercarse a la situación real y así controlar aquellos fenómenos geotécnicos que puedan poner en riesgo el sistema.

Resulta interesante recalcar que dicho proyecto de disposición de relaves espesados sobre relaves convencionales podría no generarse de la forma en la que aquí se expone, debido a fenómenos de interacción con relaves convencionales (cambios de humedad, migración de finos, etc.). Del mismo modo, los análisis aquí presentados idealizan la situación base y la consideran invariable. Sin embargo, un depósito real tiene características geotécnicas que varían de manera considerable con el tiempo y el espacio. En este sentido, es claro que podría generarse un estudio más exhaustivo en cuanto a la heterogeneidad de los materiales y sus distribuciones en el espacio y el tiempo. Esta es una tarea pendiente.

En general, se recomienda que previo a la disposición de espesados los relaves convencionales sean sometidos a procesos de secado (exposición a la atmosfera), además de la eliminación de la laguna de aguas claras, de modo de preparar la

superficie de fundación de la nueva estructura. De manera similar, el diseño, la operación y el control son piezas clave para el buen desempeño de un proyecto de esta magnitud. A la fecha el Tranque Ovejería no ha mostrado tener problemas de este tipo, incluso ante la ocurrencia de grandes terremotos, lo que indica procesos adecuados de control y construcción, lo que facilitaría cualquier proceso de reconversión.

Bibliografía

ATC-MN Ltda. (2006). *Caracterización Física y Reológica Segunda Parte ATC.* Australia.

ATC-MN Ltda. (2006). *Ensayos triaxiales estudio de estabilidad y licuación (IDIEM).*

ATC-MN Ltda. (2006). *Informe Tecnico. Caracterización de Relaves (Resultados de pruebas y ensayos de laboratorio).*

ATC-MN Ltda. (2006). *Ingeniería de perfil transporte y disposición de relaves espesados. Documento API Resumen y recomendaciones.*

ATC-MN Ltda. (2006). *Ingeniería de perfil transporte y disposición de relaves espesados. Informe técnico. Estudio de estabilidad y licuación.*

Boulanger & Idriss. (2008). *Soil Liquefaction during earthquakes.* Oakland, California, USA.

Boulanger & Idriss. (2014). *CPT and SPT based liquiefaction triggering procedures.* California.

Cochilco. (2015). *Inversión en la minería chilena.* Comisión Chilena del Cobre, Ministerio de Minería, Gobierno de Chile.

García, F. (2007). *Modelo del balance hídrico del tranque de relaves Ovejería.*

Geotecnia Ambiental. (2013). *Bases técnicas para realización de sondajes en muro este. Auditoria tranque de relaves Ovejería.*

Geotecnia Ambiental. (2013). *Diagnóstico Geotécnico Tranque de Relaves Ovejería - Etapa 2 Estabilidad Geotécnica Situación Actual.*

Geotecnia Ambiental. (2013). *Diagnóstico Geotécnico Tranque de Relaves Ovejería Etapa 1 Informe Final.*

HATCH. (2012). *Informe técnico. Sondajes para barrera física.*

HATCH. (2012). *Informe técnico. Zanja estratigráfica y modelo estratigráfico de fundación del muro.*

HATCH. (2012). *Ingeniería Básica Tranque Ovejeríapara Proyecto Expansión Andina - Área 4 - Estabilidad del Muro de Arenas.*

IDIEM. (2013). *Ensayos CPTU en tranque de relaves Ovejería División Codolco Andina.*

Mayne, P. W. (2001). Stress-strain-strength-flw parameters from enhanced in-situ test. *Proceedings, International Conferences on In-Situ Measurements of Soil Properties & Case Histories*, (págs. 27-48). Bali, Indonesia.

Meller, P. (2011). *El rol del cobre para que Chile alcance el pleno desarrollo. Una nueva mirada sobre el desarrollo de Chile.* Informe, Universidad de Chile.

Osorio, B. (2009). *Resistencia Estatica y Ciclica de Relaves Integrales.* Universidad de Chile: Memoria para optar al título de Ingeniero Civil.

Peters, Verdugo, Echevarría, & Caro. (2014). *Estudio geotécnico para el emplazamiento de un depósito de relaves espesados sobre uno convencional existente.* VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.

Plaxis 2D. (2004). *Manual de Referencia Plaxis 2D v. 8.2.* Delft, Países Bajos.

REG-GC-JRI. (1994). *Memoria técnica de la solicitud de permiso para construcción y operación depósito de relaves Ovejería para ser presentada a la Dirección General de Aguas.*

Rivera, D. (2012). *Estudio experimental del potencial de infiltración de relaves espesados TTD depositados directamente sobre suelos naturales.*

Santos, E. (2011). *Comportamiento monótono y cíclico no drenado de arenas de relaves integrales.*

SNC-Lavalín. (2014). *Análisis de estabilidad depósito espesado.*

SNC-Lavalín. (2014). *Aplicación Sistema TTD Procesos - Ingeniería de Perfil Reconversión de Relaves Ovejería.*

SNC-Lavalín. (2014). *Disposición en valle: Tranque Ovejería, depósito. Plan de crecimiento TTD por etapas (planos).*

SNC-Lavalín. (2014). *Informe final. Ingeniería de perfil. Reconversión de relaves Ovejería.*

SNC-Lavalín. (2014). *Informe técnico de ingeniería. Resultados ensayos de relaves.*

SNC-Lavalín. (2014). *modelación crecimiento. Depositación relaves espesados.*

U.S. Environmental Protection Agency. (1994). *Design and Evaluation of Tailings Dams.* Washington DC.

Urbano, S. (2016). *Estudio experimental propiedades dinámicas de relaves espesados. Aplicación al analisis de estabilidad de un depósito de relaves.* Santiago.

Verdugo et al. (2014). *Feasibility evaluation of converting a conventional tailings disposal in a thickened tailings deposit.*

Villavicencio et al. (2014). Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal*, 449-464.

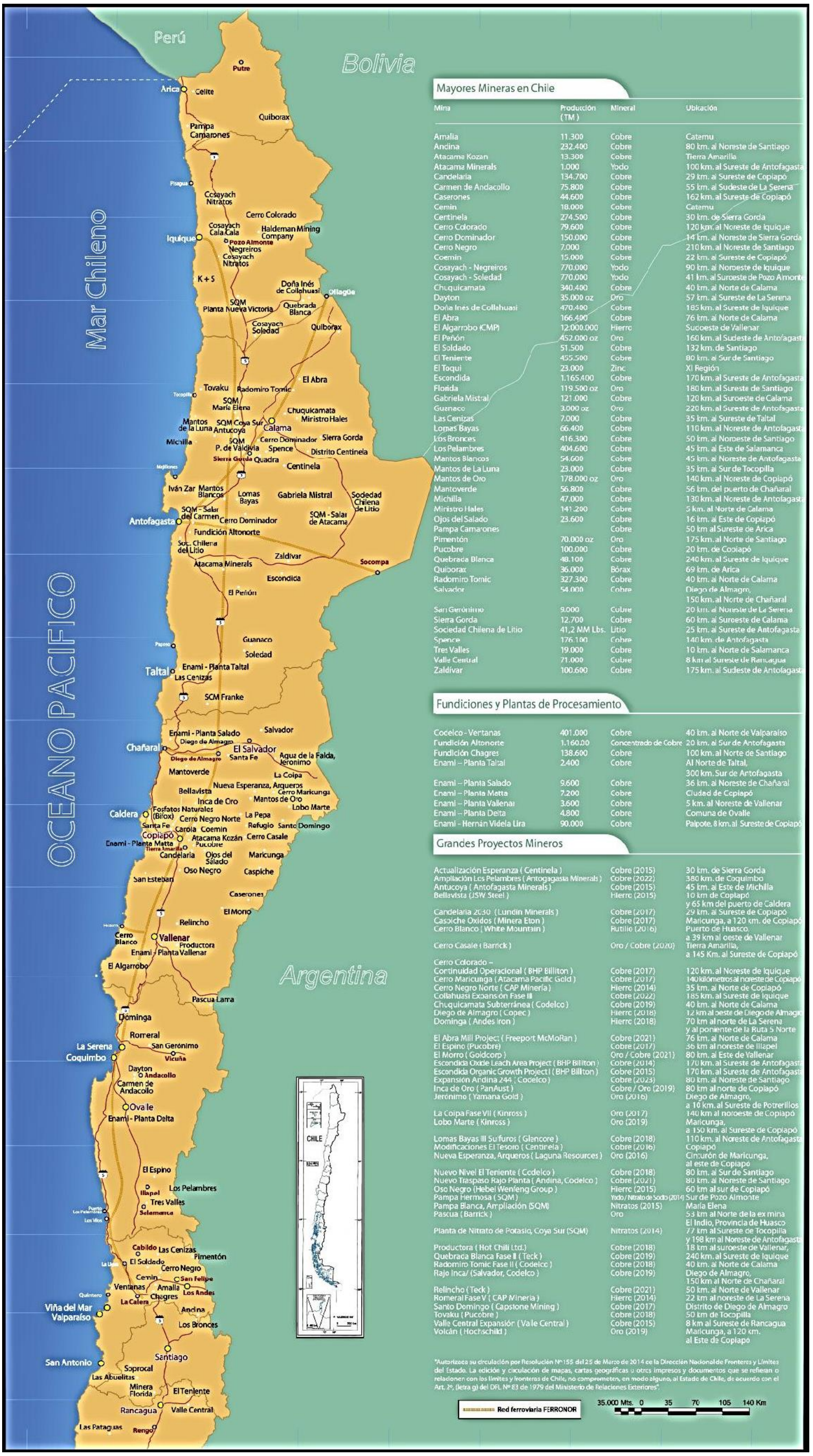
Villavicencio, G., & Sanhueza, C. (2010). Estimación de parámetros resistentes a partir del ensayo de penetración PANDA y su aplicación en el cálculo de la capacidad de soporte y asentamiento del suelo de fundación. *Revista de la construcción*, 120-131.

ANEXOS

ANEXO A

Mapa minero 2015

Referencia en la página 37



Mayores Mineras en Chile

Mina	Producción (TM)	Mineral	Ubicación
Amalia	11.300	Cobre	Catemu
Andina	232.400	Cobre	80 km. al Noreste de Santiago
Atacama Kozan	13.300	Cobre	Tierra Amarilla
Atacama Minerals	1.000	Yodo	100 km. al Sureste de Antofagasta
Candelaria	134.700	Cobre	29 km. al Sureste de Copiapó
Carmen de Andacollo	75.800	Cobre	55 km. al Sudeste de La Serena
Caserones	44.600	Cobre	162 km. al Sureste de Copiapó
Cemin	18.000	Cobre	Catemu
Centinela	274.500	Cobre	30 km. de Sierra Gorda
Cerro Colorado	79.600	Cobre	120 km. al Noreste de Iquique
Cerro Dominador	150.000	Cobre	14 km. al Noreste de Sierra Gorda
Cerro Negro	7.000	Cobre	210 km. al Noreste de Santiago
Coemin	15.000	Cobre	22 km. al Sureste de Copiapó
Cosayach - Negreiros	770.000	Yodo	90 km. al Nordeste de Iquique
Cosayach - Soledad	770.000	Yodo	41 km. al Suroeste de Pozo Almonte
Chuquicamata	340.400	Cobre	40 km. al Norte de Calama
Dayton	35.000 oz	Oro	57 km. al Sureste de La Serena
Doña Ines de Collahuasi	470.400	Cobre	185 km. al Sureste de Iquique
El Abra	166.400	Cobre	76 km. al Norte de Calama
El Algarrobo (CMP)	12.000.000	Hierro	Sudoeste de Vallenar
El Peñón	452.000 oz	Oro	160 km. al Sudeste de Antofagasta
El Soldado	51.500	Cobre	132 km. de Santiago
El Teniente	455.500	Cobre	80 km. al Sur de Santiago
El Toqui	23.000	Zinc	XI Región
Escondida	1.165.400	Cobre	170 km. al Sureste de Antofagasta
Florida	119.500 oz	Oro	180 km. al Sureste de Santiago
Gabriela Mistral	121.000	Cobre	120 km. al Suroeste de Calama
Guanaco	3.000 oz	Oro	220 km. al Sureste de Antofagasta
Las Cenizas	7.000	Cobre	35 km. al Sureste de Taltal
Lomas Bayas	66.400	Cobre	110 km. al Noreste de Antofagasta
Los Bronces	416.300	Cobre	50 km. al Nordeste de Santiago
Los Pelambres	404.600	Cobre	45 km. al Este de Salamanca
Mantos Blancos	54.600	Cobre	45 km. al Noreste de Antofagasta
Mantos de La Luna	23.000	Cobre	35 km. al Sur de Tocopilla
Mantos de Oro	178.000 oz	Oro	140 km. al Noreste de Copiapó
Mantoverde	56.800	Cobre	56 km. del puerto de Chañaral
Michilla	47.000	Cobre	130 km. al Noreste de Antofagasta
Ministro Hales	141.200	Cobre	5 km. al Norte de Calama
Ojos del Salado	23.600	Cobre	16 km. al Este de Copiapó
Pampa Camarones		Cobre	50 km al Sureste de Arica
Pimentón	70.000 oz	Oro	175 km. al Norte de Santiago
Pucobre	100.000	Cobre	20 km. de Copiapó
Quebrada Blanca	48.100	Cobre	240 km. al Sureste de Iquique
Quiborax	36.000	Bórax	69 km. de Arica
Radomiro Tomic	327.300	Cobre	40 km. al Norte de Calama
Salvador	54.000	Cobre	Diego de Almagro, 150 km. al Norte de Chañaral
San Gerónimo	9.000	Cobre	20 km. al Noreste de La Serena
Sierra Gorda	12.700	Cobre	60 km. al Suroeste de Calama
Sociedad Chilena de Litio	41,2 MM Lbs.	Litio	25 km. al Sureste de Antofagasta
Spence	176.100	Cobre	140 km. de Antofagasta
Tres Valles	19.000	Cobre	10 km. al Norte de Salamanca
Valle Central	71.000	Cobre	8 km al Sureste de Rancagua
Zaldívar	100.600	Cobre	175 km. al Sudeste de Antofagasta

Fundiciones y Plantas de Procesamiento

Codelco - Ventanas	401.000	Cobre	40 km. al Norte de Valparaíso
Fundición Altonorte	1.160.00	Concentrado de Cobre	20 km. al Sur de Antofagasta
Fundición Chagres	138.600	Cobre	100 km. al Norte de Santiago
Enami – Planta Taltal	2.400	Cobre	Al Norte de Taltal, 300 km. Sur de Antofagasta
Enami – Planta Salado	9.600	Cobre	36 km. al Noreste de Chañaral
Enami – Planta Matta	7.200	Cobre	Ciudad de Copiapó
Enami – Planta Vallenar	3.600	Cobre	5 km. al Noreste de Vallenar
Enami – Planta Delta	4.800	Cobre	Comuna de Ovalle
Enami - Hernán Videla Lira	90.000	Cobre	Paipote. 8 km.al Sureste de Copiapó

Grandes Proyectos Mineros

Actualización Esperanza (Centinela)	Cobre (2015)	30 km. de Sierra Gorda
Ampliación Los Pelambres (Antogagasia Minerals)	Cobre (2022)	380 km. de Coquimbo
Antucoya (Antofagasta Minerals)	Cobre (2015)	45 km. al Este de Michilla
Bellavista (JSW Steel)	Hierro (2015)	10 km de Copiapó y 65 km del puerto de Caldera
Candelaria 2030 (Lundin Minerals)	Cobre (2017)	29 km. al Sureste de Copiapó
Cassiche Oxidos (Minera Eton)	Cobre (2017)	Maricunga, a 120 km. de Copiapó
Cerro Blanco (White Mountain)	Rutilio (2016)	Puerto de Huasco, a 39 km al oeste de Vallenar
Cerro Casale (Barrick)	Oro / Cobre (2020)	Tierra Amarilla, a 145 Km. al Sureste de Copiapó
Cerro Colorado – Continuidad Operacional (BHP Billiton)	Cobre (2017)	120 km. al Noreste de Iquique
Cerro Maricunga (Atacama Pacific Gold)	Cobre (2017)	140 kilometros al noreste de Copiapó
Cerro Negro Norte (CAP Minería)	Hierro (2014)	35 km. al Norte de Copiapó
Collahuasi Expansión Fase III	Cobre (2022)	185 km. al Sureste de Iquique
Chuquicamata Subterránea (Codelco)	Cobre (2019)	40 km. al Norte de Calama
Diego de Almagro (Copec)	Hierro (2018)	12 km al oeste de Diego de Almagro
Dominga (Andes Iron)	Hierro (2018)	70 km al norte de La Serena y al poniente de la Ruta 5 Norte
El Abra Mill Project (Freeport McMoRan)	Cobre (2021)	76 km. al Norte de Calama
El Espino (Pucobre)	Cobre (2017)	36 km al noreste de Illapel
El Morro (Goldcorp)	Oro / Cobre (2021)	80 km. al Este de Vallenar
Escondida Oxide Leach Area Project (BHP Billiton)	Cobre (2014)	170 km. al Sureste de Antofagasta
Escondida Organic Growth Project I (BHP Billiton)	Cobre (2015)	170 km. al Sureste de Antofagasta
Expansión Andina 244 (Codelco)	Cobre (2023)	80 km. al Noreste de Santiago
Inca de Oro (PanAust)	Cobre / Oro (2019)	80 km al norte de Copiapó
Jerónimo (Yamana Gold)	Oro (2016)	Diego de Almagro, a 10 km. al Sureste de Potrerillos
La Coipa Fase VII (Kinross)	Oro (2017)	140 km al noroeste de Copiapó
Lobo Marte (Kinross)	Oro (2019)	Maricunga, a 150 km. al Sureste de Copiapó
Lomas Bayas III Sulfuros (Glencore)	Cobre (2018)	110 km. al Noreste de Antofagasta
Modificaciones El Tesoro (Centinela)	Cobre (2016)	Copiapó
Nueva Esperanza, Arqueros (Laguna Resources)	Oro (2016)	Cinturón de Maricunga, al este de Copiapó
Nuevo Nivel El Teniente (Codelco)	Cobre (2018)	80 km. al Sur de Santiago
Nuevo Traspaso Rajo Planta (Andina, Codelco)	Cobre (2021)	80 km. al Noreste de Santiago
Oso Negro (Hebei Wenfeng Group)	Hierro (2015)	60 km al sur de Copiapó
Pampa Hermosa (SQM)	Yodo / Nitrato de Sodio (2014)	Sur de Pozo Almonte
Pampa Blanca, Ampliación (SQM)	Nitratos (2015)	María Elena
Pascua (Barrick)	Oro	53 km al Norte de la ex mina El Indio, Provincia de Huasco
Planta de Nitrato de Potasio, Coya Sur (SQM)	Nitratos (2014)	77 km al Sureste de Tocopilla y 198 km al Noreste de Antofagasta
Productora (Hot Chili Ltd.)	Cobre (2018)	18 km al suroeste de Vallenar,
Quebrada Blanca Fase II (Teck)	Cobre (2019)	240 km. al Sureste de Iquique
Radomiro Tomic Fase II (Codelco)	Cobre (2018)	40 km. al Norte de Calama
Rajo Inca/ (Salvador, Codelco)	Cobre (2019)	Diego de Almagro, 150 km al Norte de Chañaral
Relincho (Teck)	Cobre (2021)	50 km. al Norte de Vallenar
Romeral Fase V (CAP Minería)	Hierro (2014)	22 km al noreste de La Serena
Santo Domingo (Capstone Mining)	Cobre (2017)	Distrito de Diego de Almagro
Tovaku (Pucobre)	Cobre (2018)	50 km de Tocopilla
Valle Central Expansión (Vale Central)	Cobre (2015)	8 km al Sureste de Rancagua
Volcán (Hochschild)	Oro (2019)	Maricunga, a 120 km. al Este de Copiapó

"Autorizada su circulación por Resolución N°155 del 25 de Marzo de 2014 de la Dirección Nacional de Fronteras y Límites del Estado. La edición y circulación de mapas, cartas geográficas u otros impresos y documentos que se refieran o relacionen con los límites y fronteras de Chile, no comprometen, en modo alguno, al Estado de Chile, de acuerdo con el Art. 2°, (letra g) del DFL Nº 83 de 1979 del Ministerio de Relaciones Exteriores".

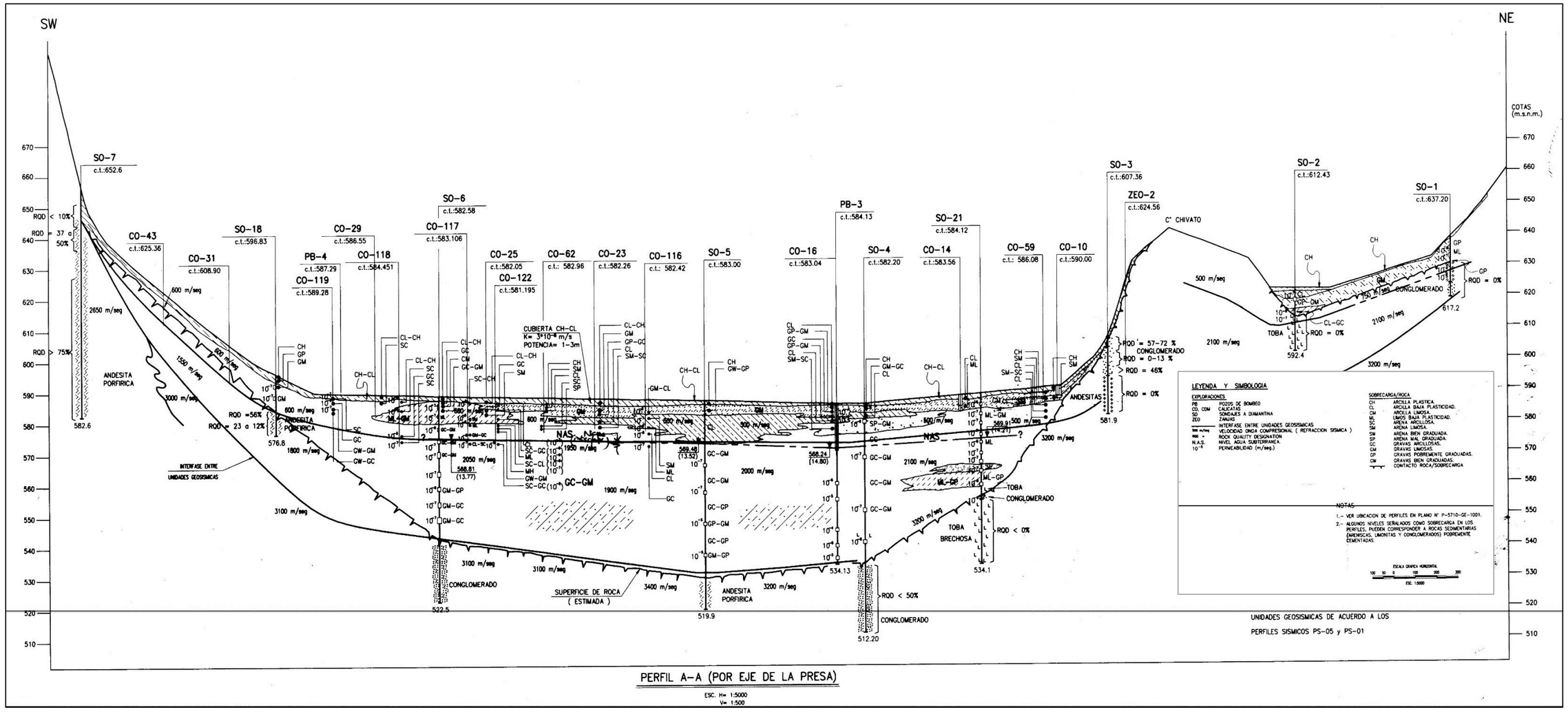
Red ferroviaria FERRONOR

35.000 Mts. 0 35 70 105 140 Km

ANEXO B

Eje A-A. Subsuelo muro principal. Perfil estratigráfico

Referencia en la página 43



PERFIL A-A (POR EJE DE LA PRESA)

ESC. H= 1:5000
V= 1:500

REFERENCIA	PLANO No.	TITULO

DISTRIBUCIÓN DE COPIAS	FECHA	No.	TIPO	A

REVISIONES	No.	FECHA	DESCRIPCIÓN	POR	CKD	APR

CODELCO Andina

APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN
GERENCIA DE INGENIERÍA

POR FECHA

CODELCO CHILE DIVISIÓN ANDINA
GERENCIA DE INGENIERIA

DIBUJO	FECHA
DISEÑO	FECHA
APROBO	FECHA

PROYECTO RELAVES AL VALLE
INGENIERIA DE DETALLES TRANQUE OVEJERIA
INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA

PLANO No. **P-5710-GE-1002**

ESCALA **INDICADAS** | REV.

ANEXO C

Eje B-B. Subsuelo tranque Ovejería. Perfil estratigráfico

Referencia en la página 44

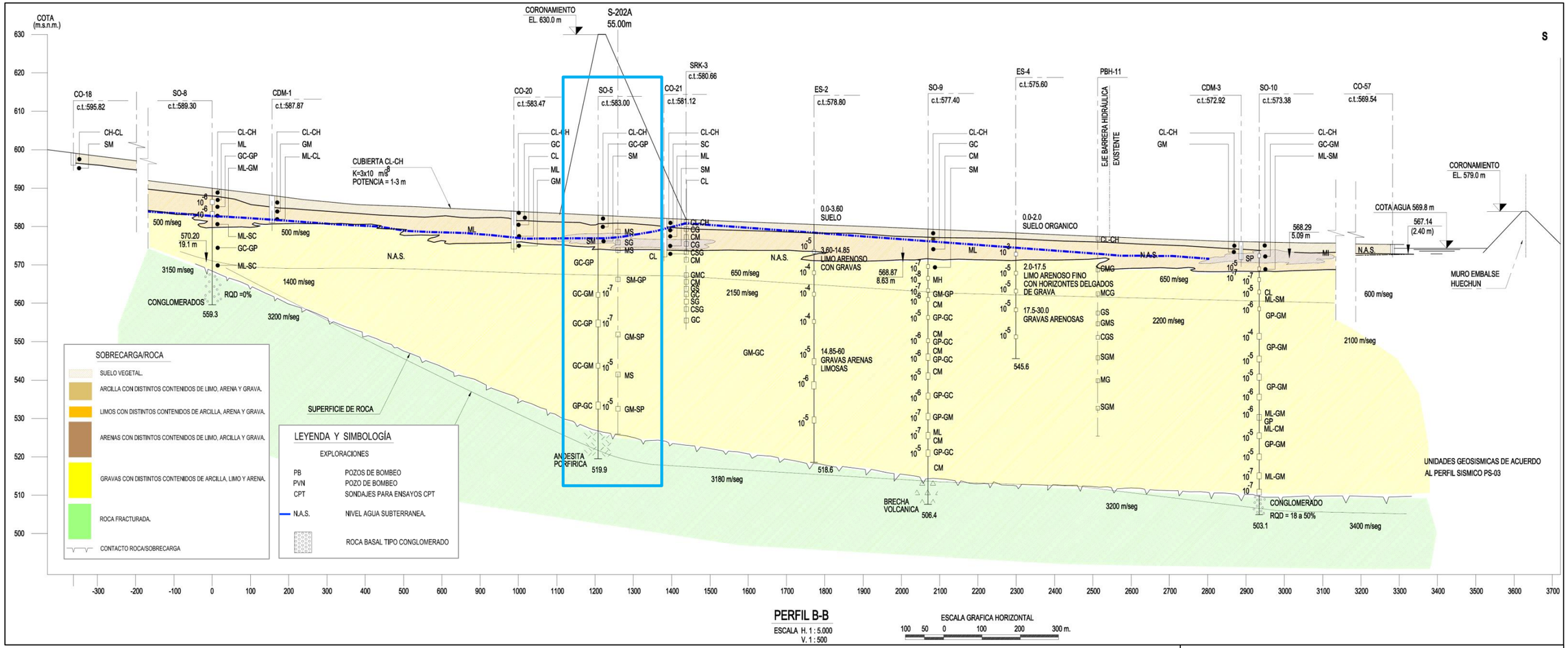


Figura 1.4 - Perfil estratigráfico B-B

REFERENCIA	PLANO No.	TITULO

DISTRIBUCIÓN DE COPIAS	FECHA	No.	TIPO	A

REVISIONES	No.	FECHA	DESCRIPCIÓN	POR	CKD	APR

CODELCO Andina

APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN
GERENCIA DE INGENIERÍA

POR FECHA

CODELCO CHILE DIVISIÓN ANDINA
GERENCIA DE INGENIERIA

DIBUJO	FECHA
DISEÑO	FECHA
APROBO	FECHA

PROYECTO RELAVES AL VALLE
INGENIERIA DE DETALLES TRANQUE OVEJERIA
INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA

PLANO No.
A11M203-F1-HATCH-03717-205CI02-3370-002

ESCALA **INDICADAS** | REV.