

Estudio Geotécnico para el Emplazamiento de un Depósito de Relaves Espesados Sobre uno Convencional Existente

G. Peters (1); R. Verdugo (1); J. Echevarría (2); G. Caro (2)

(1) CMGI Ltda., Chile

(2) CODELCO, Chile

gpeters@cmgi.cl; rverdugo@cmgi.cl

Resumen

Dependiendo de cómo los relaves son procesados, transportados, descargados y almacenados, los depósitos de relaves resultantes se pueden dividir en dos tipos: depósitos de relaves no convencionales (espesados, o pasta y filtrados) y tranques de relaves convencionales. En la minería chilena, la falta de espacio y la necesidad de agua han llevado a algunas compañías mineras a analizar la viabilidad técnica de emplazar un depósito de relaves espesado sobre cubetas de relaves convencionales existentes. Sin embargo, la alta sismicidad de Chile ha mostrado que los depósitos de relaves convencionales son susceptibles a fallar debido a la ocurrencia de licuación, por lo que es este fenómeno el que realmente controla la estabilidad global del sistema presa convencional-relaves espesado. Por lo tanto, la evaluación de la resistencia al corte post-licuefacción, es el principal parámetro a definir para estudiar la estabilidad sísmica del depósito combinado.

En este artículo se presenta la caracterización geotécnica del tranque de relaves convencionales Talabre, de la División Chuquicamata de Codelco, que será transformado en un depósito de relaves espesados. Dicha caracterización está basada en una amplia investigación de campo, basada en sondajes, ensayos SPT, CPT-U y mediciones de la velocidad de onda de corte. La investigación de campo se complementa con ensayos de laboratorio realizados en muestras "inalteradas" que fueron recuperadas utilizando tubos Shelby. El análisis de los resultados de los ensayos muestran que la resistencia pos-licuefacción (Resistencia última no drenada, S_u) es bastante sensible al ensayo adoptado. Por ejemplo, los valores determinados de S_u a partir de los ensayos de compresión triaxial fueron consistentemente mayores que los obtenidos a partir de la resistencia de fuste de CPT. Así, en este artículo se discuten y proponen las metodologías de exploración y ensayos.

Palabras-Clave: depósito de relaves, relaves espesados, resistencia no drenada, licuefacción

Abstract

Depending on how tailings are processed, transported, discharged and stored, the resulting tailings disposals can be divided in two main different systems: non-conventional disposal system (thickened, paste or filtered tailings) and conventional tailings dams. In the Chilean mining, both the lack of space and the need of water have pushed the owner to analyze the technical feasibility of depositing thickened tailings on top of the existing conventional tailings ponds. However, the Chilean high seismicity has shown that conventional tailings disposals are susceptible to fail due to the occurrence of liquefaction, so this phenomenon actually controls the global stability of the conventional dam – thickened tailings system. Therefore, the assessment of the post-liquefaction resistance is the main goal to study the seismic stability of the combined deposit.

In this paper the authors present the geotechnical characterization of the conventional tailings impoundment Talabre, of Chuquicamata Division, Codelco, which will be transformed into a thickened tailings deposit. This characterization is based on a comprehensive field investigation by means of boreholes, SPT, CPT-U and shear wave velocity measurements. The field investigation was complemented with laboratory tests on "undisturbed" specimens that were retrieved using Shelby tubes. The analysis of test results shows that the post-liquefaction resistance (ultimate undrained strength, S_u) is rather sensitive to the adopted test. For instance, the S_u values determined from compression triaxials tests were consistently larger than the ones obtained from CPT sleeve resistance. Thus in the paper exploration and testing methodologies are discussed and proposed.

Keywords: tailings disposal, thickened tailings, undrained strength, liquefaction

1 Introducción

Chile es uno de los países que ha desarrollado una importante industria minera, concentrada mayoritariamente en la extracción de cobre. Junto a la producción de mineral, se generan cantidades significativas de materiales de desecho (relaves), los que deben ser correctamente almacenados. En este contexto, los depósitos de relaves resultantes imponen importantes desafíos en su diseño y construcción, pues se debe asegurar su estabilidad mediante una solución económicamente factible. Sin embargo, la estabilidad es un aspecto que incrementa en general los costos y por lo tanto, para llevar a cabo un depósito de relaves económicamente posible se requiere de ingeniería geotécnica de alto nivel.

Las extremas condiciones de sismicidad presentes en Chile obligan a que, además de los requisitos comunes de estabilidad que han de cumplir los depósitos de relaves, se deban incorporar y analizar los efectos inducidos por sismos de gran intensidad. Más aún si se tiene en cuenta que la experiencia en Chile muestra una serie de depósitos que han presentado fallas sísmicas catastróficas, principalmente por la ocurrencia del fenómeno de licuefacción.

En resumen, la alta actividad sísmica de Chile exige que el diseño geotécnico de los depósitos de relaves garantice también su estabilidad sísmica, siendo el análisis de licuefacción uno de los principales factores que deben ser considerados. Este fenómeno genera una repentina pérdida de resistencia a valores residuales, comúnmente denominados: resistencia post-licuación o resistencia no drenada residual.

Por otro lado, en la última década se han sumado nuevos aspectos asociados a condiciones ambientales que influyen en las evaluaciones de estabilidad. En este ámbito, se pueden destacar las crecientes regulaciones ambientales que han de ser perentoriamente satisfechas y además, el creciente déficit de recursos hídricos que amenaza el normal desempeño de las operaciones mineras. Como respuesta a esta última consideración, se ha hecho cada vez más atractivo el uso de relaves espesados en lugar de los convencionales, puesto que este método permite una importante recuperación de agua y también el incremento de la capacidad total de almacenamiento.

La escasez de sitios que permitan el emplazamiento de un nuevo depósito de relaves espesados o en pasta y las importantes extensiones que han llegado a alcanzar en la actualidad las cubetas de almacenamiento de relaves convencionales, han forzado el estudio y análisis de la factibilidad de convertir los sistemas de depositación, apoyando directamente los relaves espesados sobre las cubetas con relaves convencionales. En este contexto, se ha analizado la viabilidad técnica de convertir uno de los más extensos depósitos de relaves convencionales existentes en Chile, Talabre, mediante la disposición de relaves espesados sobre los relaves existentes.

De acuerdo con lo indicado, el foco del análisis está asociado a la evaluación de la estabilidad sísmica de todo el sistema, es decir, tanto de los materiales subyacentes (relaves convencionales existentes), así como los relaves espesados depositados sobre éstos. En consecuencia, el principal objetivo que se busca en el presente artículo es la evaluación de la resistencia post-licuación o resistencia residual no drenada de los relaves convencionales que constituyen el terreno de fundación del futuro depósito espesado, y de esta forma establecer su factibilidad técnica de operación en el largo plazo.

2 Descripción del tranque de relaves Talabre

La Mina Chuquicamata es actualmente la mayor mina de cobre a rajo abierto de todo el mundo. Se encuentra a 15 km al norte de la ciudad de Calama, y alrededor de 245 km al noreste de la ciudad de Antofagasta. El proceso de explotación del mineral comenzó en 1915 y desde 1971 (Codelco Chile) Chuquicamata ha tenido un notable crecimiento, acompañado de una gran generación de desechos que han sido adecuadamente almacenados en el depósito de relaves llamado Talabre, ubicado a 15 km al noreste de la ciudad de Calama. Talabre es actualmente, en términos de superficie, el mayor tranque de relaves convencionales del mundo, cubriendo un área de más de 50 km². El tranque de relaves Talabre está constituido por tres muros resistentes llamados Muros Norte, Sur y Oeste (Fig. 1), de los cuales destaca por su extensión y altura el muro Oeste. Estas tres presas en conjunto tienen una longitud total de 11 km y una altura máxima de 45 m (2.490 msnm).

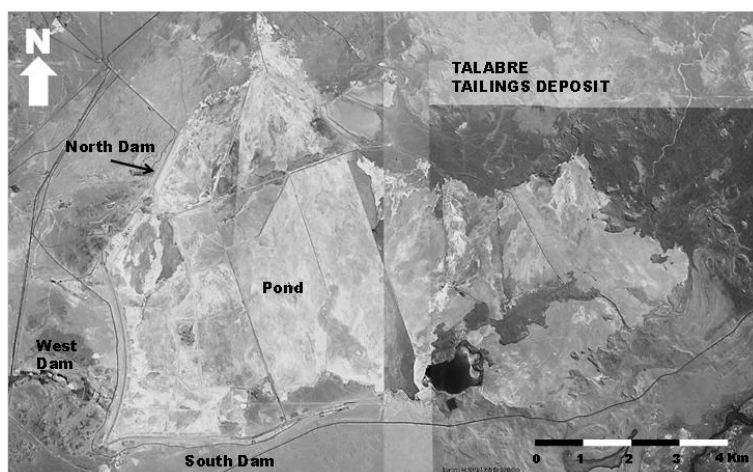


Fig. 1 – Imagen satelital del tranque de relaves Talabre

Inicialmente, hasta la elevación 2485 msnm, los muros fueron construidos utilizando el Método de “downstream” o aguas abajo, aplicando compactación a las arenas de relaves cicloneadas. Más tarde, la metodología de construcción se modificó, adoptándose el método de eje central, utilizando material compactado constituido por lastre de roca, obtenido del rajo de mina. Una sección transversal del muro Oeste se muestra en la Fig. 2, ambos taludes, de aguas arriba y aguas abajo, en la parte constituida por relaves cicloneados, presentan una pendiente 3:1 (H: V).

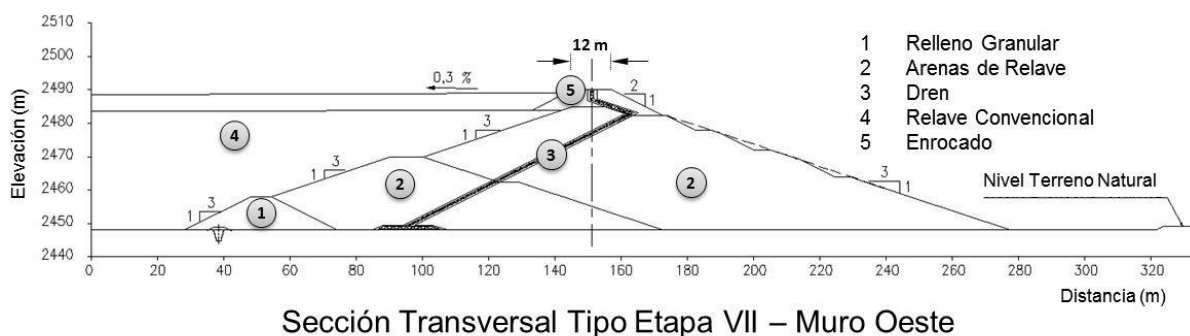


Fig. 2 – Sección transversal del Muro Oeste del tranque de relaves Talabre

3 Proyecto de depósito espesado sobre Talabre

El proyecto contempla la continuidad de las operaciones en el largo plazo, mediante la transformación de Talabre de un depósito de relaves convencional a uno de espesados. El nuevo escenario considera el almacenamiento de relaves espesados a una tasa de aproximadamente 400.000 toneladas por día, alcanzando una superficie total de más de 90 km² en 35 años (Fig. 3).

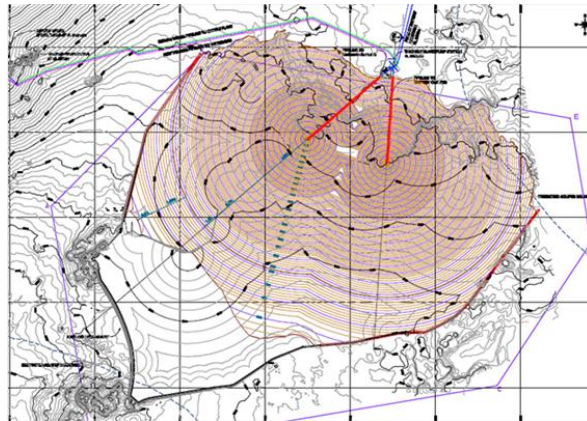


Fig. 3 – Planta general del proyecto de relaves espesados

Los estudios de prefactibilidad del proyecto demuestran que los aspectos claves, en términos de estabilidad, deberían centrarse en los relaves convencionales subyacentes, puesto que los relaves espesados tienen mejores condiciones geotécnicas y pueden ser controlados en la operación, según las especificaciones de proyecto.

El nuevo diseño considera que el punto más alto de depositación de relaves espesados alcanza la cota 2615, mientras que el punto más bajo, en el pie de cono de relaves espesados, se encuentra a la cota 2497 (cota de contacto entre relaves espesados y relaves convencionales), lo cual implica que los conos de relaves espesados se proyectan con una altura máxima de 118 m.

4 Campaña de exploración geotécnica y ensayos de laboratorio

La caracterización geotécnica de los relaves convencionales de Talabre se basó en una exhaustiva investigación de campo que incluyó la perforación de una serie de sondajes con mediciones de SPT y muestreo "inalterado" recuperadas por medio del uso de tubos Shelby. Complementariamente, se realizó una serie de perfiles de ensayos CPTU, con mediciones de la velocidad de propagación de ondas de corte. Las ubicaciones de los dos sondeos (SPT) y CPTU al interior de la cubeta de relaves del tranque Talabre se muestran en la Fig. 4, donde es posible visualizar que la investigación del sitio cubrió razonablemente la totalidad del área de los relaves almacenados. Las profundidades de exploración alcanzadas están en el rango de 10 m a 40 m para los perfiles de CPTU y de 23 a 35 m para el caso de los sondajes con ensayos SPT.

El resumen de los resultados de los perfiles de penetración estándar, corregidos por confinamiento N_1 -SPT, se presenta en la Fig. 5. Los valores obtenidos resultan particularmente bajos, estando todos acotados a 20 golpes/pie, salvo dos rechazos medidos al fondo de los pozos SPT-1 y SPT-2, resultados que estarían asociados al terreno de fundación



Fig. 4 – Campaña de exploración Geotécnica

Es importante notar que un número importante de resultados del valor del N_1 -SPT resultó nulo, vale decir, las barras penetran solo por la acción de su peso propio. Otro aspecto a destacar es la reducida variabilidad observada, apareciendo sólo algunos contrastes importantes en el sondaje SPT-2 y SPT-6.

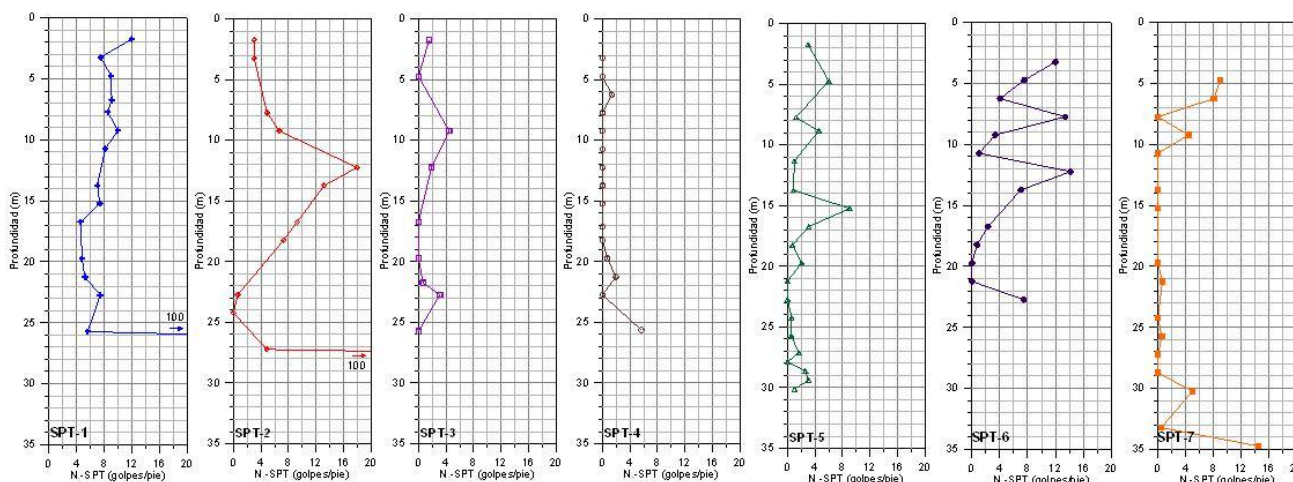


Fig. 5 – Resultados ensayo de penetración estándar normalizados N_1 -SPT

Cada ensayo de cono proporcionó un perfil en profundidad con cuatro variables: resistencia de punta, resistencia de fuste, presión de poros y velocidad de ondas de corte. En la Fig. 6 se presentan, a modo de ejemplo, algunos resultados obtenidos de las penetraciones de cono, en términos de la resistencia de punta q_c , resistencia de fuste f_s y presión de poros u_2 . Las resistencias tanto de punta como de fuste, presentan una marcada variabilidad en tramos de avance muy cortos, lo que es un claro indicador de la fuerte estratificación de los materiales prospectados en la cubeta. Junto con esta variabilidad es posible advertir que, en general, se trata de valores de resistencia bajos. Pese a esto, es posible observar un leve incremento en los valores de resistencia en la medida que aumenta la profundidad de ensayo.

En lo que respecta a los perfiles de presiones de poros es posible indicar que estos muestran que los materiales prospectados tienden a tener una respuesta predominantemente de tipo contractivo, asociados a materiales compresibles de baja resistencia, corroborando de este modo los bajos resultados de resistencia tanto de punta como de fuste.

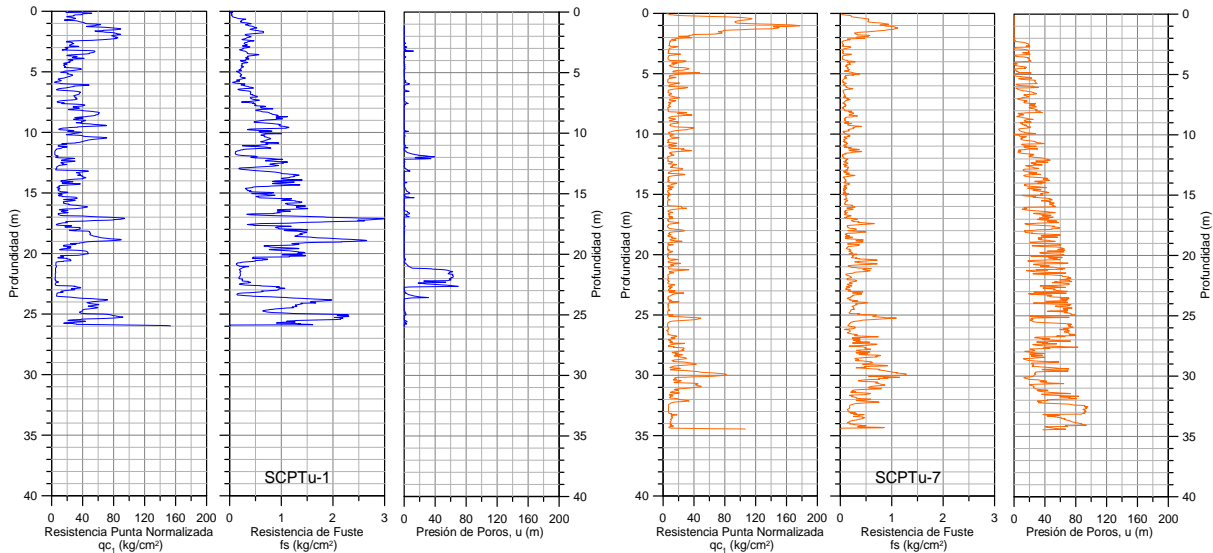


Fig. 6 – Ejemplos de resultados de ensayo de penetración de Cono CPT-U

La primera consideración obtenida a partir de los resultados hasta aquí expuestos, indica que los materiales prospectados corresponden a suelos blandos, compresibles y potencialmente licuables y por tanto, sus parámetros de resistencia quedan acotados a la resistencia no drenada residual, o última, S_u .

Debido a que el nivel tensional de confinamiento afecta el valor de la velocidad de las ondas de corte, se ha evaluado el valor de la velocidad de onda de corte normalizada a 1 kg/cm^2 , para lo cual se ha aplicado la expresión $V_{s1} = V_s \cdot (P_a / \sigma'_v)^{0.25}$. En la Fig. 7 se presentan los perfiles de variación de la velocidad de onda de corte normalizada, V_{s1} , con la profundidad. Se observa que los valores obtenidos se mantienen prácticamente constantes con la profundidad, indicando que no existe una mejora significativa de la rigidez elástica de los relaves en profundidad

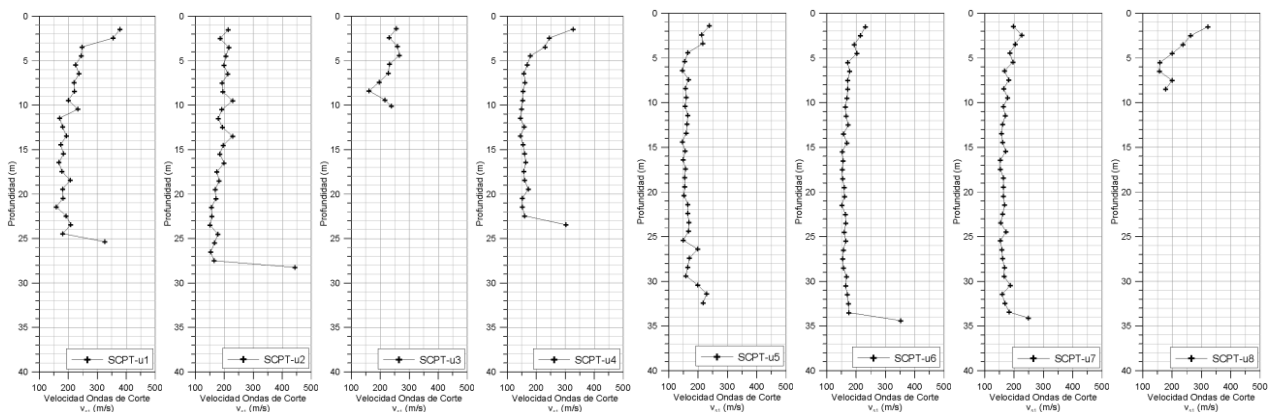


Fig. 7 –Resultados de ensayo Down-Hole

En la Fig. 8 se muestra un resumen de los ensayos granulométricos ejecutados, de donde es posible concluir que la media de las muestras mostró que el material varía de arena con 20% de finos a suelos finos con 15% de arena. Por otra parte, el peso específico promedio de las muestras fue de $2,67 \text{ t/m}^3$.

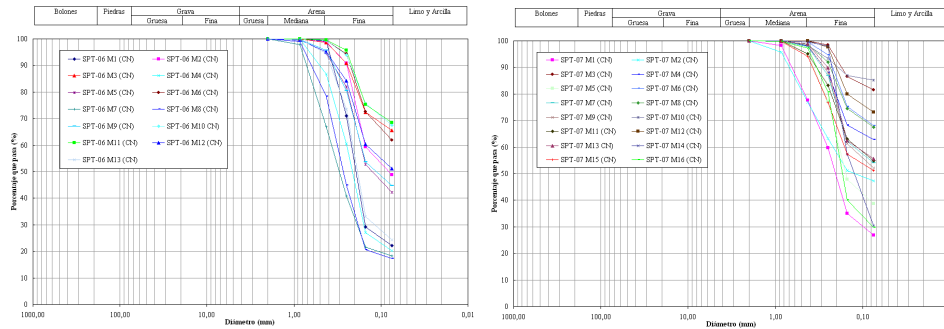


Fig. 8 – Resultados ensayos granulométricos

Sobre la base de muestras “inalteradas”, obtenidas mediante la penetración de tubos Shelby, se llevó a cabo un programa de ensayos triaxiales CIU, con presiones de confinamiento de hasta 30 kg/cm². Los resultados mostraron mayoritariamente trayectorias de tensiones efectivas del tipo contractiva-dilatante, por lo que no se observó comportamiento con pérdida de resistencia. Estos resultados sugieren que la suma de los efectos de muestreo, transporte y tallado de las probetas, densificaron las muestras, llevándolas a un estado mejorado, respecto de su condición in-situ.

5 Resistencia al corte no drenada residual, S_u

A partir de la información de los ensayos triaxiales CIU, se obtuvo la relación entre la resistencia no-drenada y la presión efectiva inicial de confinamiento dada por $S_u/\sigma'_v = 0.2$. Como se indicó anteriormente los ensayos CIU están asociados a un comportamiento de un material más denso del existente en terreno y por tanto este valor representa una condición superior a la real.

Por otra parte, en la Fig. 9 se grafica el histograma de todos los valores obtenidos, en terreno saturado bajo el nivel freático, de resistencia no-drenada normalizada, resultantes de la resistencia de punta medida y directamente de la resistencia de fuste. Para el caso de la relación dependiente de la resistencia de punta se ha considerado, $N_k = 18$. Este valor requiere de mayor estudio, pero el valor de resistencia de punta está fuera del alcance del presente estudio.

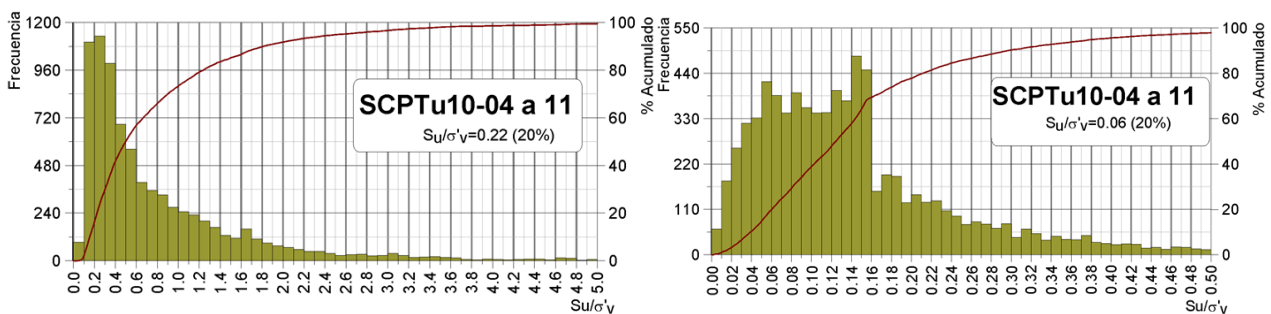


Fig. 9.- Histograma acumulado de S_u/σ'_v según resistencia de punta con $N_k=18$ (izquierda) según resistencia de fuste (derecha)

Se observa que, en ambos casos, existe una importante variabilidad en la resistencia medida. Por lo tanto se estima que utilizar el valor más bajo resulta excesivamente conservador, por lo que se propone utilizar el criterio asociado al valor tal que el 80% de los resultados son superiores a dicho valor. Dicho de otra forma, un 20% de los datos están por debajo del valor adoptado. Con este

criterio, el histograma de todos los datos derivados de la resistencia de punta permite obtener un valor de resistencia no-drenada normalizada peak: $S_u/\sigma'_v = 0.22$. Por su parte, al utilizar el mismo criterio del 20%, en el histogramas de la resistencia no-drenada normalizada residual estimada directamente de la resistencia de fuste de todos los ensayos de cono realizados bajo el nivel freático, se obtiene un valor de resistencia no-drenada normalizada: $S_u/\sigma'_v = 0.06$

Complementariamente, en la Fig. 10 se presenta la relación empírica propuesta por Idriss y Boulanger (2007) entre la resistencia no-drenada normalizada y la resistencia de punta normalizada del cono para arena limpia equivalente. En el caso de los relaves almacenados en el tranque Talabre, el histograma de la resistencia de punta normalizada obtenida en todos los ensayos de cono se presenta en la Fig. 11. Se estima representativo para análisis el valor que es superado por el 80% de los datos, o equivalentemente, el valor que supera el 20% de los datos. Este valor resulta ser aproximadamente:

$$q_{c1} = 9 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow q_{c1N} = \frac{q_{c1}}{1 \text{ atm}} = 9 \quad (1)$$

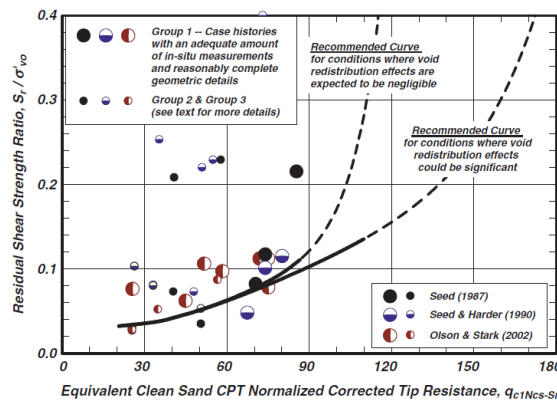


Fig. 10.- Relación entre resistencia no-drenada normalizada y resistencia de punta normalizada para arena limpia equivalente (Idriss y Boulanger, 2007)

Este valor debe ser modificado para obtener la resistencia de punta normalizada equivalente de arena limpia, para lo cual se utiliza la información detallada en la Fig. 12.

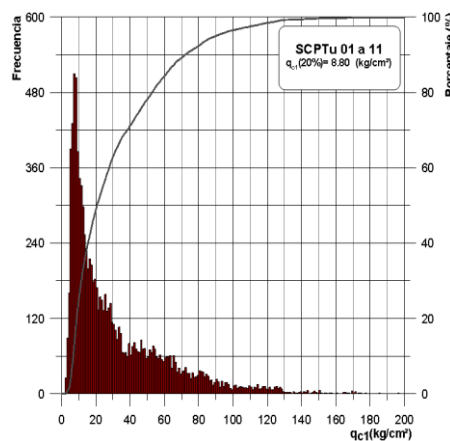


Fig. 11.- Histograma de resistencia de punta normalizada ensayos de cono

Fines content, FC (% passing No. 200 sieve)	Δq_{c1N-Sr}
10	10
25	25
50	45
75	55

Fig. 12.- Incremento de resistencia de punta por contenido de finos para determinación de valor equivalente en arena limpia (Idriss & Boulanger, 2007)

Teniendo en consideración que mayoritariamente los relaves almacenados presentan altos contenidos de finos, se estima que incremento de resistencia de punta para obtener el valor de resistencia de punta equivalente en arena limpia, estaría entre 45 y 55 de acuerdo a Fig. 13. Se considera que un valor conservador sería 50, con lo cual se obtiene:

$$q_{c1Ncs} = 9 + 50 = 59 \tag{2}$$

Con lo cual de la Fig. 10 se obtiene una resistencia no-drenada normalizada: $S_u/\sigma'_v = 0.06$

Un análisis complementario se puede realizar utilizando los resultados de los ensayos de penetración estándar. En la Fig. 13 se presenta la correlación empírica propuesta por Idriss y Boulanger (2007) entre la resistencia residual no-drenada normalizada y el índice de penetración normalizado, $(N_1)_{60cs}$ equivalente para arena limpia.

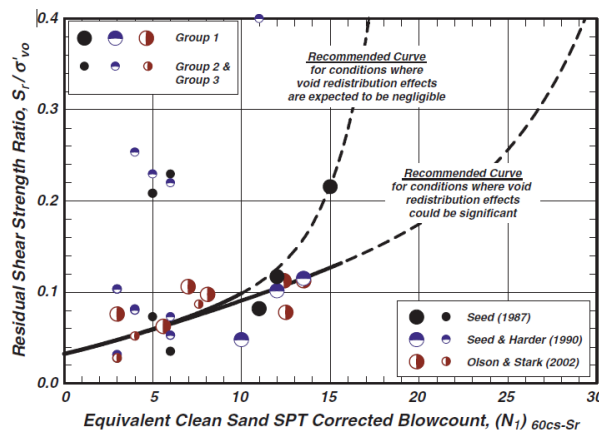


Fig. 13.- Relación entre índice penetración normalizado equivalente para arena limpia y resistencia no-drenada normalizada (Idriss y Boulanger, 2007)

Es importante señalar que en inglés este gráfico se refiere a “residual shear strength ratio”, es decir, resistencia residual, o resistencia última no-drenada desarrollada a grandes deformaciones. Idriss y Boulanger (2004) proponen las siguientes expresiones para obtener el valor del índice de penetración normalizado equivalente de arena limpia mediante las siguientes expresiones:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC}\right)^2\right) \tag{3}$$

De los resultados de granulometrías expuestos en la Fig. 8 se puede considerar conservadoramente un contenido de finos, $FC = 60\%$, con lo que se obtiene un incremento del índice de penetración de $\Delta(N_1)_{60} = 5.6$. El histograma con los resultados del índice de penetración normalizado se presenta en la Fig. 14, donde se observa que cerca de un 29% de los valores indican un valor nulo de penetración. Utilizando este valor como representativo del relave almacenado se obtiene el siguiente índice de penetración equivalente de arena limpia: $(N_1)_{60cs} = 0 + 5.6 \approx 6 \text{ golpes / pie}$. Utilizando este valor como entrada en la Fig. 13 se obtiene un valor de resistencia no-drenada normalizada, dada por: $S_u/\sigma'_v = 0.06$

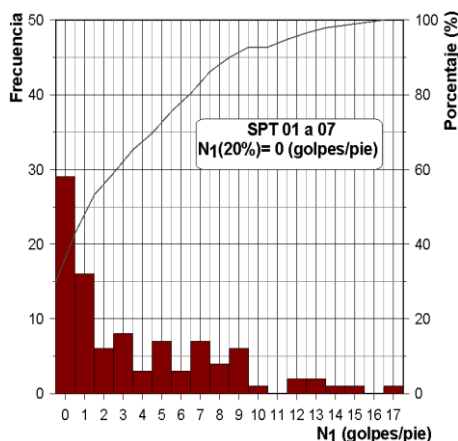


Fig. 14.- Histograma del índice de penetración normalizado

6 Conclusiones

La resistencia última no-drenada normalizada ha sido estimada a través de diferentes metodologías, obteniéndose los valores que se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1.- Resumen resistencia no-drenada normalizada

Metodología	S_u/σ'_v
Triaxiales CIU	0.20
Resistencia de fuste, q_f , directa	0.06
Resistencia de punta, q_{c1Ncs}	0.06
Índice de penetración, $(N_1)_{60cs}$	0.06

Se observa que el valor $S_u/\sigma'_v = 0.2$, está asociado a los ensayos de compresión triaxial y pueden ser objetables por la densificación que pueden haber sufrido las muestras desde su extracción, transporte y montaje.

Por otra parte, los tres procedimientos de terreno utilizados son coincidentes en el valor estimado de la resistencia residual no-drenada $S_u/\sigma'_v = 0.06$, permitiendo así un mayor grado de confianza en que dicho valor representa efectivamente la resistencia residual no-drenada normalizada que son capaces de movilizar los relaves almacenados en la cubeta del tranque.

Considerando la importancia que este parámetro tiene en la evaluación de estabilidad del depósito de espesados y buscando una potencial optimización del actual diseño, se ha recomendado que en la siguiente etapa de desarrollo del proyecto, se realicen pruebas de terreno complementarias, por ejemplo aplicando el ensayo de veleta, que corroboren y eventualmente puedan aumentar este valor. No obstante esta recomendación, los valores obtenidos han permitido evaluar la estabilidad sísmica del depósito de relaves espesados, cuyos resultados son favorables y permiten señalar que la transformación de Talabre a depósito de espesados es geotécnicamente factible.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer la autorización otorgada por CODELCO para la publicación de los datos presentados en este trabajo.

Referencias

- [1] Castro, G.(1969). Liquefaction of Sands. Ph.D. Thesis, Harvard University, Camb., Mass. USA.
- [2] Ishihara, K. (1993). Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes. 33rd Rankine Lecture. Geotéchnique, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.
- [3] Robertson, P. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 46.
- [4] Verdugo, R. (1992). Characterization of Sandy Soil Behaviour Under Large Deformations. Ph.D. Thesis, University of Tokyo.
- [5] Verdugo, R. & Ishihara, K. (1996). The Steady State of Sandy Soils. Soils and Foundations. Vol. 36, No.2, pp. 81-91.
- [6] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2007). SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefiedsoils, Earthquake Geotechnical Engineering, Proc., 4th Intl. Conf. on Earthq. Geotech. Engrg., Invited Lectures, K. D. Pitilakis, ed., Springer, The Netherlands, pp. 1-22.