



UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**Evaluación de Parámetros de Comportamiento de
Relaves a partir de Ensayos In-situ tipo CPTu y
Laboratorio**

Jaime Andrés Musso Hott

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Marzo de 2024



UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**Evaluación de Parámetros de Comportamiento de
Relaves a partir de Ensayos In-situ tipo CPTu y
Laboratorio**

Tesis de Título presentada por

Jaime Andrés Musso Hott

como requisito parcial para optar al Grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Gonzalo Hernán Suazo Fuentealba

Marzo de 2024

TITULO DE LA TESIS:

Evaluación de Parámetros de Comportamiento de Relaves a partir de Ensayos In-situ tipo CPTu y Laboratorio

AUTOR:

Jaime Andrés Musso Hott

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al grado de MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Gonzalo Hernán Suazo Fuentealba

Matías Felipe Silva Illanes

Gabriel Eduardo Villavicencio Arancibia

Valparaíso, Chile, Marzo de 2024

RESUMEN

Existen innumerables casos en la última década en los cuales un mal diseño de los depósitos ha resultado en la falla masiva y la liberación al ambiente de grandes volúmenes de relaves (ej. la falla de Cadia, 2018, Australia; Brumadinho, 2019, Brasil; y Jagersfontein, 2022, Sudáfrica), impactando comunidades cercanas y al medio ambiente. Chile no es la excepción, ejemplos de ello son el colapso del tranque Barahona en 1928, el tranque El Cobre en 1965, La Africana en 1975 o el tranque Las Palmas en el 2010 donde solo en el colapso del tranque El Cobre perecieron cerca de 300 personas, siendo este el mayor desastre respecto a la pérdida de vidas humanas por una falla de depósitos de relaves en Chile.

En general, existe consenso en que un inadecuado diseño de un depósito de relaves puede poner en riesgo la sustentabilidad de la inversión minera. Es por ello que un correcto diseño que evalúe todos los mecanismos de falla posibles es de gran importancia. Uno de los mecanismos o modos de falla más común son los gatillados por la licuefacción de los relaves y las estructuras de retención o muros. Producto de ello, es que la importancia de la correcta evaluación de la susceptibilidad y potencial de licuefacción de los depósitos de relaves queda reflejada a través de las normativas existentes a nivel nacional e internacional como por ejemplo el reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves (Ministerio de Minería, 2021), Estándar Global de Relaves para la Industria Minera (GISTM por sus siglas en inglés), y los lineamientos del Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD por sus siglas en inglés). Donde los métodos más utilizados para la evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción consideran la ejecución de ensayos de campo como por ejemplo Cone Penetration Test (CPT), Flat Dilatometer Test (DMT), Vane Shear Test (VST), etc.

Los ensayos CPTu desempeñan un papel fundamental en la evaluación de la licuefacción de depósitos de relaves mineros y otros suelos potencialmente susceptibles. Estos ensayos permiten obtener datos valiosos sobre las propiedades geotécnicas de los suelos, específicamente en lo que respecta a la resistencia al corte, el comportamiento volumétrico, la presión de poros y otros parámetros clave. La importancia radica en su capacidad para proporcionar una evaluación rápida, repetible y efectiva de la susceptibilidad de un suelo a la licuefacción en condiciones in-situ. Los ensayos CPTu tienen la capacidad de medir la resistencia de punta, relacionada con la compacidad del material, la resistencia de fuste, relacionada con la plasticidad del material y la presión de poros en tiempo real durante la penetración del cono, lo que brinda información sobre la resistencia no drenada de los suelos y su capacidad para soportar cargas cíclicas, como las generadas por sismos. A partir de estas mediciones, existen una serie de expresiones analíticas y semiempíricas, como por ejemplo, la evaluación del índice de fragilidad (ej. Sadrekarimi, 2014) y la evaluación de la resistencia no drenada residual (ej. Robertson, 2021). Estas metodologías proponen la evaluación de susceptibilidad a partir del estudio de una serie parámetros de comportamiento de los suelos, como por ejemplo el parámetro de estado (ψ), la pendiente de la línea de estado crítico (λ), la resistencia no drenada residual (s_u/σ'_v) e índice de fragilidad (I_B), entre otros. Sin embargo, estas expresiones utilizadas en la evaluación de la licuefacción se han desarrollado principalmente a partir de estudios con una base de datos de relaves de hierro, plata y oro, por lo que no consideran la realidad nacional compuesta principalmente por depósitos de relaves provenientes de la extracción de cobre.

A partir de lo anterior, la presente investigación, que se encuentra dentro del marco del desarrollo del proyecto FONDEQUIP 180170 y que agrupa a las Universidades de Valparaíso, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso y la Universidad Técnica Federico Santa María, para la puesta en marcha y uso del equipo SCPTu marca TMG Drilling CSR 183, busca la validación de expresiones propuestas para evaluar los parámetros de mayor relevancia en la caracterización del fenómeno de la licuefacción en relaves de cobre. Para lo anterior, se desarrolló una extensa campaña de caracterización geotécnica de dos depósitos de relaves, considerando ensayos como CPTu, ensayos de disipación, ensayos geofísicos en superficie (MASW y Nakamura) como en profundidad (Downhole), extracción de muestras inalteradas para ensayos de laboratorio como triaxiales monótonos drenados y no drenados.

Considerando lo anterior, la presente investigación realiza un análisis comparativo de resultados de laboratorio v/s CPTu insitu asociado a los parámetros de mayor relevancia en la evaluación del fenómeno de la licuefacción como lo son el parámetro de estado (ψ), la pendiente de la línea de estado crítico (λ), la resistencia no drenada residual (s_u/σ'_v) e índice de fragilidad (I_B), donde se obtuvieron los siguientes resultados:

1. La evaluación del parámetro de estado (ψ) se aproximó correctamente solo en zonas bajo el nivel freático, lo que permitió el desarrollo de presiones de poros que reflejaron un comportamiento volumétrico mayoritariamente contractivo.
2. En cuanto a la pendiente de la línea de estado crítico (λ), no se encontraron aproximaciones adecuadas que reflejaran el comportamiento observado en los ensayos triaxiales. Se propuso una formulación que se adaptó mejor a los relaves estudiados, pero no se ajustó a los resultados de la literatura. Por lo tanto, no se recomienda la evaluación de la pendiente de la línea de estado crítico a partir de ensayos CPTu.
3. La determinación de la razón de resistencia no drenada residual (s_u/σ'_v) mediante ensayos CPTu mejoró a medida que el suelo prospectado se encontraba bajo el nivel freático.
4. En la determinación de las resistencias no drenadas remoldeadas y licuadas, las formulaciones de Jefferies y Been (2006) y Robertson (2021) mostraron una mayor desviación con respecto a los valores obtenidos en ensayos CIU, ya que estaban directamente relacionadas con la medición de la presión de poro (u_2) durante la penetración. Se recomienda utilizar formulaciones que no consideraran directamente la presión de poro en la evaluación de los parámetros resistentes no drenados mediante CPTu, como las expresiones de Idriss & Boulanger (2008) y Olson & Stark (2002).
5. Se destaca la importancia de considerar la variabilidad de los resultados obtenidos en la evaluación de la razón de resistencia no drenada residual (s_u/σ'_v) y se recomienda una evaluación estadística conservadora, como el percentil 20, para mitigar posibles desviaciones y/o sobrestimaciones.
6. La evaluación del índice de fragilidad mediante ensayos CPTu se logró de manera satisfactoria a través de la propuesta de Sadrekarimi (2014), que se centró en los efectos de la presión de punta normalizada.
7. Es importante considerar un análisis específico para los materiales prospectados haciendo la distinción por sobre el nivel freático y bajo el nivel freático, lo anterior ya que la penetración del cono en una zona no saturada pudiese no detectar la dilatación del material producto de la compresibilidad del aire, en consecuencia, sin pérdida de resistencia ante la penetración no drenada.
8. En una matriz de suelo parcialmente saturada, al no haber pérdida de resistencia ante una penetración de cono no drenada, e inclusive un aumento de la resistencia producto de la succión a la que se encuentra afecta la matriz de suelo, puede provocar un aumento en la medición de la resistencia a la penetración de punta (q_c) lo que puede implicar una sobrestimación en las capacidades resistentes de los materiales prospectados.

Palabras claves: Licuefacción, licuación, depósitos de relave, dilatación, resistencia residual, fragilidad, CPTu

ABSTRACT

There are countless cases in the last decade in which poor design of deposits has resulted in massive failure and the release of large volumes of tailings into the environment (e.g. the Cadia fault, 2018, Australia; Brumadinho, 2019, Brazil; and Jagersfontein, 2022, South Africa), impacting nearby communities and the environment. Chile is no exception, examples of this are the collapse of the Barahona dam in 1928, the El Cobre dam in 1965, La Africana in 1975 or the Las Palmas dam in 2010 where nearly 300 people perished in the collapse of the El Cobre dam alone. This being the largest disaster regarding the loss of human life due to a failure of tailings deposits in Chile.

In general, there is consensus that an inadequate design of a tailings deposit can put the sustainability of the mining investment at risk. This is why a correct design that evaluates all possible failure mechanisms is of great importance. One of the most common failure mechanisms or modes are those triggered by the liquefaction of tailings and retaining structures or walls. As a result, the importance of the correct evaluation of the susceptibility and liquefaction potential of tailings deposits is reflected through existing regulations at the national and international level, such as the regulations for the approval of design projects, construction, operation and closure of tailings dams (Ministerio de Minería, 2021), Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM), and the Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD) guidelines. Where the most used methods for evaluating susceptibility to liquefaction consider the execution of field tests such as Cone Penetration Test (CPT), Flat Dilatometer Test (DMT), Vane Shear Test (VST), etc.

CPTu tests play a critical role in evaluating the liquefaction of mine tailings deposits and other potentially susceptible soils. These tests allow valuable data to be obtained on the geotechnical properties of soils, specifically with regard to shear strength, volumetric behavior, pore pressure and other key parameters. The importance lies in its ability to provide a rapid, repeatable and effective assessment of a soil's susceptibility to liquefaction under in-situ conditions. CPTu tests have the ability to measure tip resistance, related to the compactness of the material, sleeve resistance, related to the plasticity of the material, and pore pressure in real time during cone penetration, providing information on the undrained resistance of soils and their ability to withstand cyclic loads, such as those generated by earthquakes. From these measurements, there are a series of analytical and semi-empirical expressions, such as, for example, the evaluation of the brittleness index (e.g., Sadrekarimi, 2014) and the evaluation of residual undrained resistance (e.g., Robertson, 2021). These methodologies propose the evaluation of susceptibility from the study of a series of soil behavior parameters, such as the state parameter (ψ), the slope of the critical state line (λ), the residual undrained resistance (s_u/σ'_v) and brittleness index (I_B), among others. However, these expressions used in the evaluation of liquefaction have been developed mainly from studies with a database of iron, silver and gold tailings, so they do not consider the national reality composed mainly of tailings deposits from copper extraction.

Based on the above, the present research, which is within the framework of the development of the FONDEQUIP 180170 project and which brings together the Universities of Valparaíso, the Pontificia Universidad Católica de Valparaíso and the Universidad Técnica Federico Santa María, for the implementation and use of the SCPTu equipment brand TMG Drilling CSR183, seeks the validation of proposed expressions to evaluate the most relevant parameters in the characterization of the liquefaction phenomenon in copper tailings. For the above, an extensive geotechnical characterization campaign of two tailings deposits was developed, considering tests such as CPTu, dissipation tests, geophysical tests on the surface (MASW and Nakamura) and in depth (Downhole), extraction of unaltered samples for tests of laboratory as drained and undrained monotonic triaxials. Considering the above, the present research performs a comparative analysis of laboratory results v/s CPTu in situ associated with the most relevant parameters in the evaluation of the liquefaction phenomenon such as the state parameter (ψ), the slope of the critical state line (λ), the residual undrained resistance (s_u/σ'_v) and brittleness index (I_B), where the following results were obtained:

1. The evaluation of the state parameter (ψ) was correctly approximated only in areas below the water table, which allowed the development of pore pressures that reflected a mostly contractive volumetric behaviour.
2. Regarding the slope of the critical state line (λ), no adequate approximations were found that reflected the behaviour observed in the triaxial tests. A formulation that best suited the tailings studied was proposed but was not based on results from the literature. Therefore, evaluation of the slope of the critical state line from CPTu tests is not recommended.
3. The determination of the residual undrained resistance ratio (s_u/σ'_v) by CPTu tests improved as the prospected soil was below the water table.
4. In the determination of the remoulded and liquefied undrained resistances, the formulations of Jefferies and Been (2006) and Robertson (2021) showed a greater deviation with respect to the values obtained in CIU tests, since they were directly related to the measurement of the pore pressure (u_2) during penetration. It was recommended to use formulations that did not consider pore pressure in the evaluation of undrained resistant parameters using CPTu, such as the expressions of Idriss & Boulanger (2008) and Olson & Stark (2002).
5. The importance of considering the variability of the results obtained in CPTu assays was highlighted, and a conservative statistical evaluation, such as the 20th percentile, is recommended to mitigate possible deviations.
6. The evaluation of the brittleness index using CPTu tests was successfully achieved through the proposal of Sadrekarimi (2014), which focused on the effects of normalized tip pressure.
7. It is important to consider a specific analysis for the materials prospected, making the distinction above the water table and below the water table, since the penetration of the cone into an unsaturated zone could not detect the dilatancy of the material as a result of the compressibility of the air, consequently, without loss of resistance to undrained penetration.
8. In a partially saturated soil matrix, since there is no loss of resistance to an undrained cone penetration, and even an increase in resistance due to the suction that affects the soil matrix, can cause an increase in measuring resistance to tip penetration (q_c) which may imply an overestimation of the resistant capacities of the materials being prospected.

Keywords: Liquefaction, tailings deposits, dilatancy, residual resistance, brittleness, CPTu

Tabla de contenido

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
2.	OBJETIVOS Y ALCANCE.....	8
2.1	Objetivo General	8
2.2	Objetivos Específicos	8
2.3	Alcance.....	8
3.	Exploración in-situ del suelo mediante ensayos CPTu	9
3.1	Ensayos de penetración de cono.....	10
3.1.1	Ensayo de penetración de cono dinámico superpesado (DPSH).....	10
3.1.2	Ensayo de penetración de cono electrónico (CPTu).....	11
3.2	Clasificación de los suelos a partir de ensayos SCPTu	14
3.2.1	Revisión histórica de la clasificación por comportamiento del suelo mediante la penetración de cono (Soil Behavior Type – SBT).....	14
3.3	Evaluación de parámetros mediante ensayo CPTu.....	21
3.3.1	Densidad.....	22
3.3.2	Razón de sobreconsolidación (OCR)	23
3.3.3	Densidad Relativa.....	25
3.3.4	Permeabilidad	26
3.3.5	Equivalente en arena limpia	29
3.3.6	Angulo de fricción interno.....	30
3.3.7	Perfil equivalente SPT (N_{60}).....	31
3.3.8	Velocidad de onda de corte (V_s).....	33
3.3.9	Módulo de Rigidez	34
3.3.10	Compresibilidad	34
3.3.11	Consolidación.....	35
3.3.12	Pendiente CSL en dominio e-p', λ	36
3.3.13	Parámetro de Estado, ψ	37
3.3.14	Razón de resistencia al corte no drenado residual (licuada y remoldeada), $s_{u,Liq}/\sigma'_v$ o $s_{u,r}/\sigma'_v$	39
4.	Parámetros Asociados a la Evaluación de la Licuefacción	46
4.1	Dilatancia de materiales granulares.....	47
4.2	Estado Crítico.....	47
4.3	Parámetro de Estado.....	49
4.4	Resistencia no drenada del suelo.....	50
4.5	Resistencia no drenada en suelos contractivos (Resistencia peak y licuada)	52

4.6	Fragilidad del suelo (Brittleness).....	53
4.7	Degradación o Ablandamiento Cíclico	53
4.7.1	Licuefacción Cíclica (Cyclic Liquefaction)	53
4.7.2	Movilidad Cíclica (Cyclic Mobility).....	54
4.8	Licuefacción de Flujo.....	54
5.	Casos Históricos de Licuefacción	56
5.1	Static liquefaction of sands: (1) Fort Peck Dam.....	56
5.2	Tranque La Africana, Región Metropolitana, Chile.....	59
5.3	Tranque Las Palmas, Región del Maule, Chile	60
5.4	Depósito Nro 1 de la mina Córrego de Feijão, Brumadinho, Região Metropolitana de Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.....	62
5.5	Licuefacción inducida por vibraciones de maquinarias	65
5.6	Resumen de lecciones aprendidas a partir de los casos históricos de licuefacción	65
6.	Evaluación de la Licuefacción Estática y Cíclica a partir de Ensayos CPTu.....	67
6.1	Licuefacción Cíclica.....	67
6.1.1	Evaluación de la Susceptibilidad a la Licuefacción Cíclica	67
6.1.2	Gatillamiento de la licuefacción cíclica	69
6.1.3	Evaluación de deformaciones post-sismicas	75
6.1.4	Generalidades en la evaluación de la licuefacción cíclica.....	78
6.2	Licuefacción de flujo.....	81
6.2.1	Evaluación de la susceptibilidad a la pérdida de resistencia bajo condición no drenada	81
6.2.2	Evaluación de la resistencia residual/licuada no drenada a grandes deformaciones	85
6.2.3	Evaluación de la estabilidad usando resistencia al corte no drenado a grandes deformaciones	88
7.	Campaña de Terreno en Tranques de Relaves	91
7.1	Deposito Nro. 1	91
7.1.1	Propiedades índices	91
7.1.2	Propiedades in-situ	93
7.1.3	Respuesta al corte esperado.....	98
7.1.4	Propiedades resistentes.....	103
7.1.1	Resumen de parámetros.....	109
7.2	Depósito Nro. 2	110
7.2.1	Propiedades índices	110
7.2.2	Propiedades in-situ	112
7.2.3	Respuesta al corte esperado.....	116

7.2.4	Propiedades resistentes	121
7.2.5	Resumen de parámetros.....	126
8.	Comparación de Parámetros de Comportamiento de Relaves a partir de Ensayos In-situ tipo CPTu y Laboratorio.....	128
8.1	Parámetro de estado (ψ)	129
8.1.1	Comparación relave Depósito Nro. 1	129
8.1.2	Comparación relave Depósito Nro. 2	131
8.1.3	Resumen	132
8.2	Pendiente de la Línea de Estado Crítico (λ_{10})	133
8.2.1	Comparación relave Depósito Nro. 1	134
8.2.2	Comparación relave Depósito Nro. 2	136
8.2.3	Resumen	138
8.3	Razón de Resistencia al Corte No Drenado Residual Remoldeado ($S_{u, rem}/\sigma'_v$).....	140
8.3.1	Comparación relave Depósito Nro. 1	141
8.3.2	Comparación relave Depósito Nro. 2	144
8.3.1	Resumen	146
8.4	Índice de Fragilidad (I_B)	148
8.4.1	Comparación relave Depósito Nro. 1	148
8.4.1	Comparación relave Depósito Nro. 2	150
8.4.2	Resumen	152
8.4.3	Comentarios finales.....	153
9.	Conclusiones y Recomendaciones	154
10.	Referencias	157
11.	Anexos.....	162
11.1	Geofísica FONDEF IT20I0016, 2022	162
11.2	Perfiles de penetración de CPTu	163
11.2.1	Depósito Nro. 1	163
11.2.2	Depósito Nro. 2	165
11.3	Determinación del Estado Crítico en Laboratorio.....	169
11.3.1	Generalidades	169
11.3.2	Consideraciones.....	170
11.4	Equipo TMG Drilling Supplies CSR 183.....	178

Índice de Figuras

Figura 1-1: Distribución de depósitos de relaves según región. Fuente: A partir del Análisis SERNAGEOMIN, 2022.	2
Figura 1-2: Distribución según tipo y estado de los depósitos de relaves nacionales. Fuente: A partir del Análisis de SERNAGEOMIN, 2022.	2
Figura 1-3: Mapa distribución de depósitos de relave en la comuna de Copiapó, III región. Fuente: SERNAGEOMIN, 2016.	3
Figura 1-4: Distribución de fallas a nivel mundial. Fuente: A partir de WISE-Uranium, 2022.	3
Figura 1-5: Colapso depósito de relaves Fundão, Espiritu Santo, Brasil. Fuente: Mining Magazine, 2015.	4
Figura 1-6: Línea de Estado Crítico (CSL) y Parámetro de Estado. Fuente: Elaboración Propia.	6
Figura 1-7: Estabilidad y resistencia no drenada residual. Fuente: Elaboración Propia.	6
Figura 1-8: Modelo de cono de CPTu. Fuente: Geotechnicaldesign, 2021.	7
Figura 3-1: Cono de DPSH con a) recuperación de punta b) punta perdida. Fuente: BS EN ISO 22476-2:2005.	11
Figura 3-2: Diferentes tamaños de cono (de izquierda a derecha: 2, 10, 15 y 40 [cm ²]). Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing, 2010.	12
Figura 3-3: Tamaños de conos más utilizados. Fuente: Modificado de ASTM D5778-20.	12
Figura 3-4: Configuraciones para penetrómetros eléctricos de cono.	13
Figura 3-5: Posicionamiento del elemento poroso para la medición de la presión intersticial de agua. Fuente: Modificado de ASTM D5778-2020.	13
Figura 3-6: Clasificación del suelo mediante CPT según Bagemann. Fuente: Bagemann, 1965.	14
Figura 3-7: a) SBTn del suelo mediante CPTu considerando la razón de fricción, b) SBTn del suelo mediante CPTu considerando la razón de presión de poro. Fuente: Robertson, 1990.	15
Figura 3-8: SBTn determinado mediante CPTu considerando a través de la resistencia de punta normalizada por esfuerzo efectivo y tipo de suelo. Fuente: Robertson, 2010.	17
Figura 3-9: SBTn del suelo mediante contornos radiales I_c . Fuente: Jefferies y Been, 2016.	17
Figura 3-10: Gráfica Q_m-I_G para la identificación de suelos con una componente microestructural considerable. Fuente: Robertson, 2016.	19
Figura 3-11: SBTn para suelos sin presencia de microestructura. Fuente: Robertson, 2016.	20
Figura 3-12: SBT propuesto por Schneider para suelos con presencia de microestructura. Fuente: Schneider, 2008.	20
Figura 3-13: Densidad (peso unitario) de los suelos a partir de la resistencia a fricción f_s . Fuente: Mayne, 2014.	23
Figura 3-14: Evaluación del esfuerzo de fluencia o esfuerzo de preconsolidación en suelos a partir de ensayo CPT. Fuente: Mayne, 2014.	24
Figura 3-15: Factor de corrección m' en términos del índice de comportamiento del suelo. Fuente: Mayne, 2014.	24
Figura 3-16: Correlación experimental Dr , qc y $\sigma v_0'$ para 456 arenas con distinta compresibilidad. Fuente: Jamiolkowski, LoPresti, & Manassero, 2001.	26
Figura 3-17: Estimación de la permeabilidad a partir del índice de clasificación del suelo de Robertson. Fuente: Robertson, 2010.	28
Figura 3-18: Conductividad hidráulica (permeabilidad) a partir de la disipación del 50% del exceso de presión de poro. Fuente: Mayne, 2017.	29
Figura 3-19: Comparación para la estimación del factor de corrección para arenas limpias K_c . Fuente: Robertson, 2020.	30
Figura 3-20: Ángulo de fricción interno peak en ensayos triaxiales convencionales drenados. Fuente: Jefferies y Been, 2006.	31
Figura 3-21: Correlación entre SPT y CPTu como función del índice de comportamiento del suelo (I_c). Fuente: Jefferies y Davis (1993).	32
Figura 3-22: Correlación entre los ensayos SPT y CPT en terminos de $qcpa_{N60}$ y CPT basados en el índice de comportamiento del suelo I_c . Fuente: Robertson, 2012.	33

Figura 3-23: Evaluación de la velocidad de onda de corte normalizada (V_{s1}), a partir de suelos no cementados. Fuente: Robertson, 2015.....	34
Figura 3-24: Relación entre λ_{10} y Fr propuesto por Plewes et al. (1992) con data adicional de Ried (2012). Fuente: Jefferies y Been, 2016.....	36
Figura 3-25: Pendiente CSL en dominio e-p', λ , a partir del índice de clasificación del suelo de Been y Jefferies (I_c, B_j). Fuente: Been y Jefferies, 1993.	37
Figura 3-26: Contornos asociados al parámetro de estado, Ψ , en SBT. Fuente: Jefferies y Been, 2016.	38
Figura 3-27: Contornos asociados al parámetro de estado en SBTn de Robertson. Fuente: Robertson, 2010.....	39
Figura 3-28: Razón de resistencia licuada no drenada a partir de la tensión de cono normalizada en ensayos de casos históricos de suelos licuados. Fuente: Olson y Stark, 2002.....	40
Figura 3-29: Razón de resistencia residual licuada a partir de la tensión de cono equivalente a arenas limpias normalizada en ensayos catalogados como tipo A y B de casos históricos de suelos licuados. Fuente: Robertson, 2010.....	41
Figura 3-30: Esquema de la redistribución de vacíos en una arena confinada. Fuente: Whitman, 1985.	42
Figura 3-31: Razón de resistencia residual no drenada a partir de la tensión de cono adimensional normalizada en casos históricos de suelos licuados. Fuente: Jefferies y Been, 2016.....	43
Figura 3-32: Razón de resistencia residual no drenada, $Su, r_{\sigma\sigma'}$, de suelo licuado en función de la tensión de cono normalizada equivalente a arenas limpias, para valores de sobre carga vertical menores a 400 [kPa] ($\sigma\sigma' < 400$ [kPa]). Fuente: Idriss y Boulanger, 2008.....	44
Figura 3-33: Estimación de la razón de resistencia al corte no drenado para suelos con $I_c < 3.0$ (arenas). Fuente: Robertson, 2021.....	45
Figura 3-34: Contornos de valores constantes asociadas a la razón de resistencia residual no drenada aplicada a ensayos CPTu. Fuente: Robertson, 2021.....	45
Figura 4-1: Licuefacción de arenas sueltas saturadas. Fuente: Geosec, 2015.	46
Figura 4-2: Diferencia entre la razón de dilatación y dilatación absoluta. Fuente: Jefferies y Been, 2016.	47
Figura 4-3: Hipótesis inicial de la relación de vacíos crítica a partir de ensayos de corte directo secos o drenados. a) Esfuerzo de corte v/s desplazamiento; b) relación de vacíos v/s desplazamiento, y c) relación de vacíos v/s esfuerzo vertical. Fuente: Casagrande, 1975.	48
Figura 4-4: Línea de estado crítico (CSL), superficie de estado crítico (CSS), y comportamiento drenado y no drenado en el espacio e-p'-q. Fuente: Woo y Salgado, 2015.	49
Figura 4-5: Representación referida a la asociación entre dilatación y el parámetro de estado. Fuente: Jefferies y Been, 2006.	49
Figura 4-6: Composición de la resistencia al corte: a) comportamiento strain softening; b) comportamiento strain hardening. Fuente: Liu, 2020.	51
Figura 4-7: Ensayo Triaxial Consolidado No Drenado (CIU). a) Consolidación b) Cambio de volumen c) Aplicación Esfuerzo desviador d) Esfuerzo desviador en arena suelta o arcilla normalmente consolidada e) Esfuerzo desviador en arena densa o arcilla preconsolidada f) Variación de la presión intersticial de poro de agua para arena suelta o arcilla normalmente consolidada g) Variación de la presión intersticial de poro de agua para arena densa o arcilla preconsolidada. Fuente: Braja, 2015...	51
Figura 4-8: Esquema para la respuesta no drenada de una arena saturada contractiva. Fuente: Olson y Stark, 2002.	52
Figura 4-9: Razón de resistencia al corte no drenada v/s índice de fragilidad (I_B). Fuente: Robertson, 2017.....	53
Figura 4-10: Esquema de comportamiento no drenado cíclico en arenas. Fuente: Robertson, 1994...	54
Figura 4-11: Diagrama de flujo para evaluación de licuefacción de suelos. Fuente: Modificado de Robertson (1998).....	55
Figura 5-1: Fotografías aéreas de la falla del embalse Fort Peck. Fuente: Sigmundstad, 2015.	57
Figura 5-2: Resumen del estado crítico del material de revestimiento del Fort Peck. Fuente: Modificado de Middlebrooks (1940).....	58
Figura 5-3: Topografía y depósito de relaves La Africana. Fuente: SMP, 2010.....	59

Figura 5-4: Zona desplazada de tranque La Africana. Fuente: Rojas, 2018.	60
Figura 5-5: Volcanes de arenas presentes en el colapso del tranque Las Palmas. Fuente: GEER, 2010.	61
Figura 5-6: Etapas 1-4 de construcción del tranque de relaves. Fuente: DICTUC, 2012.	61
Figura 5-7: Evaluación de la resistencia residual licuada según Olson y Stark (2002). Fuente: PEER Report, 2019/01.	62
Figura 5-8: Etapas constructivas del depósito Nro 1 de la mina Córrego de Feijão. Fuente: Robertson et al., 2019.	63
Figura 5-9: Ensayo CPTu PZE-29-35 realizado en el depósito de relaves de la mina Córrego de Feijão. Fuente: Robertson et al., 2019.	64
Figura 5-10: Falla por licuefacción inducida del relleno del lago de Ackermann producto de vibraciones geofísicas. Fuente: Hryciw et al. (1990).	65
Figura 6-1: Susceptibilidad a la licuefacción a partir del contenido de agua y el límite líquido. Fuente: Marcuson et al. (1990).	68
Figura 6-2: Susceptibilidad a la licuefacción a partir de la plasticidad y el contenido de humedad. Fuente: Bray y Sancio, 2006.	68
Figura 6-3: División entre el comportamiento como arena v/s comportamiento como arcilla. Fuente: Idriss y Boulanger, 2006.	69
Figura 6-4: Diagrama de flujo para la evaluación de la razón de resistencia cíclica (CRR) a partir de ensayos CPTu. Fuente: Robertson, 2022.	72
Figura 6-5: Zonas de licuefacción a partir de V_{s1} . Fuente: Ahmadi and Paydar, 2014.	73
Figura 6-6: Razón de Resistencia Cíclica $(CRR)_{M=7,5}$ meditan ensayos CPT. Fuente: Robertson, 2009.	75
Figura 6-7: Gráfico de severidad ante la inducción de la licuefacción por eyección. Fuente: Hutabarat y Bray, 2022.	77
Figura 6-8: Zonas del SBTn de Robertson 2016. Fuente: Robertson, 2016.	79
Figura 6-9: Ejemplo del enfoque basado en el ensayo CPT para la evaluación de la licuefacción cíclica in-situ en Moss Landing, donde se muestra en a) Parámetros intermedios, b) CRR, FS y deformaciones posteriores al terremoto usando el software CLiq.	80
Figura 6-10: Ejemplo de estudio de sensibilidad (a_{max} y M_w) para asentamientos a partir de ensayos CPT. Fuente: Robertson, 2022.	81
Figura 6-11: Límite comportamiento contractivo v/s dilatante usando casos históricos y la resistencia corregida de punta qc. Fuente: Olson y Stark, 2003.	82
Figura 6-12: Evaluación del parámetro de estado en SBT de Jefferies y Davies (1992). Fuente: Jefferies y Been (2006).	84
Figura 6-13: Propuesta de Roberson para la susceptibilidad a la licuefacción estática. Fuente: Roberson, 2016.	85
Figura 6-14: Comparación entre la razón de resistencia no drenada licuada v/s resistencia de punta normalizada. Fuente: Olson y Stark, 2002.	86
Figura 6-15: Correlación entre la relación de resistencia al corte no drenado $Su(liq)_{ovo}'$ y la resistencia de punta normalizada equivalente a la arena limpia $Q_{tn, cs}$. Fuente: Robertson, 2022.	87
Figura 6-16: Contornos para evaluación de $Su(liq)_{ovo}'$ en la gráfica SBT de Robertson (2016). Fuente: Robertson (2022).	88
Figura 6-17: Comparación entre la razón de resistencia no drenada peak v/s la resistencia a la penetración de punta corregida. Fuente: Olson y Stark, 2003.	89
Figura 7-1: Granulometría relave Nro. 1. Fuente: Elaboración propia.	91
Figura 7-2: Curva de compactación Proctor estándar del relave Nro. 1. Fuente: Elaboración propia. .	92
Figura 7-3: SWRC del relave Nro. 1 ajustada mediante el modelo de Fredlund y Xing (1994). Fuente: Elaboración propia.	92
Figura 7-4: Puntos de exploración realizados en campañas del 2017 y 2018. Fuente: Modificado de Rojas, 2018.	93
Figura 7-5: Ensayos MASW realizados en la cubeta del depósito Nro. 1 a) cerano a punto P4 y b) y c) cercano a puntos P5 y P6. Fuente: FONDEF IT20I0016, 2022.	94

Figura 7-6: Ensayos de Nakamura realizados en realizados en la cubeta (cercano al muro) del depósito Nro. 1. a) NK4 , b) NK5, c) NK6 y d) NK7. Fuente: FONDEF IT20I0016, 2022.	95
Figura 7-7: Estratigrafía Sondaje realizado en muro lateral no licuado del depósito Nro. 1. Fuente: FONDEF IT20I0016, 2022.	96
Figura 7-8: Ubicaciones ensayos CPTu en depósito Nro. 1.	96
Figura 7-9: Índice de clasificación de Robertson (I_c) para ensayos en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.	97
Figura 7-10: Índice de clasificación de Robertson (I_c) para ensayos en la zona no licuada a) P31 y b) P32.	98
Figura 7-11: Distribución de la clasificación SBTn de Robertson obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.	99
Figura 7-12: Distribución de la clasificación SBTn de Robertson obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en la zona no licuada a) P31 y b) P32.	99
Figura 7-13: SBTn de Robertson (2016) para las punto a) P4, b) P5, c) P13, d) P31 y e) P32 del depósito Nro. 1.	100
Figura 7-14: Parámetro de estado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.	101
Figura 7-15: Parámetro de estado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en la zona no licuada a) P31 y b) P32.	101
Figura 7-16: Comportamiento drenado o no drenado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.	102
Figura 7-17: Comportamiento drenado o no drenado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en la zona no licuada a) P31 y b) P32.	103
Figura 7-18: Resultados ensayos traxiales para muestra de relave del depósito Nro. 1.	104
Figura 7-19: Resultados ensayos traxiales para muestra de arena de muro del depósito Nro. 1.	105
Figura 7-20: Razón de Resistencias no drenadas licuadas obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.	106
Figura 7-21: Razón de Resistencias no drenadas licuadas obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en la zona no licuada a) P31 y b) P32.	107
Figura 7-22: Esfuerzo de corte v/s Deformación angular a partir de ensayos de CDSS para muestra del depósito Nro. 1 a una demanda de corte de a) CSR=0,2; b) CSR=0,15; c) CSR=0,125; d) CSR=0,115; e) CSR=0,105 y f) CSR=0,1.	108
Figura 7-23: Razón de solicitaciones cíclicas (CSR) v/s número de ciclos en la falla a partir de ensayos CDSS en muestra de relave del depósito Nro. 1.	109
Figura 7-24: Granulometría relave Nro. 2. Fuente: Elaboración propia.	111
Figura 7-25: Curva de compactación Proctor estándar del relave Nro. 2. Fuente: Elaboración propia.	111
Figura 7-26: SWRC del relave Nro. 2 ajustada mediante el modelo de Fredlund y Xing (1994). Fuente: Elaboración propia.	112
Figura 7-27: Ubicaciones ensayos CPTu en depósito Nro. 2.	112
Figura 7-28: Índice de clasificación de Robertson (I_c) para ensayos realizados en la cubeta del depósito Nro. 2 a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) Z20, f) Z23 y g) Z25.	114
Figura 7-29: Perfiles de velocidad de onda de corte (V_s) y módulo de corte máximo (G_{max}) a partir de ensayos Downhole realizados en los puntos a) Z8, , b) Z10, c) Z15, d) Z20, e) Z23 y f) Z25.	115
Figura 7-30: Distribución de la clasificación SBTn de Robertson obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en la cubeta del depósito Nro. 2.	117
Figura 7-31: SBTn de Robertson (2016) para los punto a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) 20, f) Z23 y g) Z25 del depósito Nro. 2.	118
Figura 7-32: Parámetro de estado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en los puntos a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) 20, f) Z23 y g) Z25 del depósito Nro. 2.	120
Figura 7-33: Comportamiento drenado o no drenado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en los puntos a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) 20, f) Z23 y g) Z25 del depósito Nro. 2.	121
Figura 7-34: Resultados ensayos traxiales para muestra del depósito Nro. 2.	122

Figura 7-35: Razón de Resistencias no drenadas licuadas obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en los puntos a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) 20, f) Z23 y g) Z25 del depósito Nro. 2.	124
Figura 7-36: Esfuerzo de corte v/s Deformación angular a partir de ensayos de CDSS para muestra del depósito Nro. 1 a una demanda de corte de a) CSR=0,125; b) CSR=0,14; c) CSR=0,165; d) CSR=0,2 y e) CSR=0,25.	125
Figura 7-37: Razón de solicitaciones cíclicas (CSR) v/s número de ciclos en la falla a partir de ensayos CDSS en muestra de relave del depósito Nro. 2.	126
Figura 8-1: Línea de estado crítico y curva de consolidación relave depósito Nro. 1.	130
Figura 8-2: Parámetro de estado, ψ , evaluado mediante Shuttle & Cuning (2007) y Robertson (2009) en el sondaje CPTu P31 a) Perfil en profundidad y b) Distribución evaluación.	130
Figura 8-3: Comparación parámetro de estado evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.	131
Figura 8-4: Línea de estado crítico y curva de consolidación relave depósito Nro. 2.	132
Figura 8-5: Comparación parámetro de estado evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20 a) considerando todo el perfil de penetración y b) considerando solo el perfil bajo el nivel freático.	132
Figura 8-6: Comparación parámetro de estado evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu en dos depósitos de relave.	133
Figura 8-7: Línea de Estado Crítico (LEC o CSL) obtenida para el relave del depósito Nro. 1 mediante ensayos CIU y CID.	134
Figura 8-8: Pendiente de la Línea de Estado Crítico (CSL) , λ_{10} , evaluado mediante Plewes (1992) y Jefferies & Been (1992) en el sondaje CPTu P31 a) Perfil en profundidad , b) Distribución evaluación Plewes (1992) y c) Distribución evaluación Jefferies & Been (1992).	135
Figura 8-9: Comparación de la pendiente de la CSL evaluada mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.	136
Figura 8-10: Línea de Estado Crítico (LEC o CSL) obtenida para el relave del depósito Nro. 1 mediante ensayos CIU y CID.	136
Figura 8-11: Pendiente de la Línea de Estado Crítico (CSL) , λ_{10} , evaluado mediante Plewes (1992) y Jefferies & Been (1992) en el sondaje CPTu Z20 a) Perfil en profundidad, b) Distribución evaluación Plewes (1992) y c) Distribución evaluación Jefferies & Been (1992).	137
Figura 8-12: Comparación de la pendiente de la CSL evaluada mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20.	138
Figura 8-13: Comparación pendiente de la CSL evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu en dos depósitos de relave.	139
Figura 8-14: Comparación pendiente de la CSL evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu a partir de modificación de propuesta de Plewes (1992).	140
Figura 8-15: Gráfica de regresión de λ_{10} a partir de F_r propuesta por Plewes (1992) y actualizada por Ried (2012) incluyendo la data obtenida a través del presente estudio.	140
Figura 8-16: Resistencia no drenada residual v/s presión de confinamiento para el relave Nro. 1.	141
Figura 8-17: Razón de resistencia no drenada residual remoldeada , $s_{u, rem}/\sigma'_v$, evaluado mediante Jefferies & Been (2006) e Idriss & Boulanger (2008) en el sondaje CPTu P31 a) Perfil en profundidad y b) Distribución evaluación Jefferies y Been (2006) c) Idriss & Boulanger (2008).	142
Figura 8-18: Comparación razón de resistencia no drenada residual ($s_{u, rem}/\sigma'_v$) evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.	143
Figura 8-19: Comparación razón de resistencia no drenada residual ($s_{u, Liq}/\sigma'_v$) evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.	144
Figura 8-20: Resistencia no drenada residual v/s presión de confinamiento para el relave Nro. 2.	144
Figura 8-21: Comparación razón de resistencia al corte no drenado residual remoldeado ($s_{u, rem}/\sigma'_v$) evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20.	145
Figura 8-22: Comparación razón de resistencia no drenada residual ($s_{u, Liq}/\sigma'_v$) evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20.	146
Figura 8-23: Comparación del $s_{u, rem}/\sigma'_v$ y $s_{u, Liq}/\sigma'_v$ evaluados mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu en dos depósitos de relave.	147

Figura 8-24: Esfuerzo desviador normalizado v/s deformación axial para el relave del depósito Nro. 1 según (ICOLD, 2022).....	149
Figura 8-25: Índice de Fragilidad , I_B , evaluado mediante Jefferies & Been (2006) y Robertson (2012); y Sadrekarimi (2014) en el sondaje CPTu P31 a) Perfil en profundidad y b) Distribución evaluación.	149
Figura 8-26: Comparación índice de fragilidad, I_B , evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.....	150
Figura 8-27: Esfuerzo desviador normalizado v/s deformación axial para el relave del depósito Nro. 2 según (ICOLD, 2022).....	151
Figura 8-28: Comparación índice de fragilidad, I_B , evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20.....	151
Figura 8-29: Comparación índice de fragilidad evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu en dos depósitos de relave.....	152
Figura 8-30: Gráfica de s_u/σ'_v e índice de fragilidad según Robertson (2007) a partir de ensayos triaxiales CIU de los relaves analizados.	153
Figura 11-1: Ensayos CPTu en ubicación P4 del depósito Nro. 1.	163
Figura 11-2: Ensayos CPTu en ubicación P5 del depósito Nro. 1.	163
Figura 11-3: Ensayos CPTu en ubicación P13 del depósito Nro. 1.	164
Figura 11-4: Ensayos CPTu en ubicación P31 del depósito Nro. 1.	164
Figura 11-5: Ensayos CPTu en ubicación P32 del depósito Nro. 1.	165
Figura 11-6: Ensayos CPTu en ubicación Z8 del depósito Nro. 2.	165
Figura 11-7: Ensayos CPTu en ubicación Z10 del depósito Nro. 2.	166
Figura 11-8: Ensayos CPTu en ubicación Z15 del depósito Nro. 2.	166
Figura 11-9: Ensayos CPTu en ubicación Z17 del depósito Nro. 2.	167
Figura 11-10: Ensayos CPTu en ubicación Z20 del depósito Nro. 2.	167
Figura 11-11: Ensayos CPTu en ubicación Z23 del depósito Nro. 2.	168
Figura 11-12: Ensayos CPTu en ubicación Z25 del depósito Nro. 2.	168
Figura 11-13: Trayectoria de tensiones para ensayos CID y CIU. Fuente: Jefferies y Been, 2016. ...	169
Figura 11-14: Modelo de trayectoria de tensiones propuestos para la determinación de la CSL. Fuente: Jefferies y Been, 2016.	170
Figura 11-15: Lubricación de caps para ensayos triaxiales en arenas. Fuente: Modificado de Jefferies y Been, 2016.....	171
Figura 11-16: Efecto de la preparación de la muestra en la resistencia cíclica de muestras de arenas. Fuente: Jefferies y Been, 2016.	172
Figura 11-17: Técnicas de preparación de muestras para arenas limpias. Fuente: Ishihara, 1993.	173
Figura 11-18: Cambios de volumen en una muestra sometida a ensayo triaxial drenado. Fuente: Jefferies y Been, 2016.....	174
Figura 11-19: Coeficiente de penetración de membrana del tamaño medio de grano, D_{50} . Fuente: Jefferies y Been, 2021.	175
Figura 11-20: Muestra triaxial post-ensayo y congelación. Fuente: Jefferies y Been, 2016.....	177
Figura 11-21: Equipo TMG Drillings CSR-183.....	179

Índice de Tablas

Tabla 3-1: Tipos de ensayo de penetración de cono. Fuente: Modificado de Baligh (1975) y Levadoux (1986).	10
Tabla 3-2: Relación entre el tipo de suelo y el índice de comportamiento del suelo. Fuente: modificado de Robertson, 2010.	16
Tabla 3-3: Relación entre el tipo de suelo y el índice de comportamiento del suelo. Fuente: modificado de Been y Jefferies (1992).	18
Tabla 3-4: Aplicabilidad en la estimación de parámetros geotécnicos mediante ensayos SCPTu. Fuente: Modificado de Robertson (2010).	21
Tabla 3-5: Estimación de la conductividad hidráulica (coeficiente de permeabilidad) a partir de la clasificación según comportamiento no normalizado (SBT). Fuente: Lunne et al. (1997).	27
Tabla 3-6: Estimación de la conductividad hidráulica (coeficiente de permeabilidad) a partir de la clasificación según comportamiento no normalizado (SBT). Fuente: Robertson (2010).	27
Tabla 6-1: Interpretación de los valores del Índice de Potencial de Licuefacción. Fuente: Modificado de Iwasaki, 1981.	76
Tabla 6-2: Descripción del comportamiento ante la licuefacción de las zonas del SBTn de Robertson (2016). Fuente: Elaboración propia a partir de Robertson (2022).	78
Tabla 7-1: Parámetros índices relave Nro. 1. Fuente: Elaboración propia.	92
Tabla 7-2: Humedades y densidades superficiales depósito Nro. 1. Fuente: Modificado de Rojas, 2018.	93
Tabla 7-3: Zonas de clasificación por comportamiento del suelo según SBTn de Robertson. Fuente: modificado de Robertson (2010).	97
Tabla 7-4: Parámetros resistentes para muestra de relave del depósito Nro. 1.	104
Tabla 7-5: Parámetros resistentes para muestra de arena de muro del depósito Nro. 1.	106
Tabla 7-6: Número de ciclos en la falla y criterios de falla alcanzados para cada uno de los ensayos CDSS.	109
Tabla 7-7: Resumen de caracterización geotécnica relave.	109
Tabla 7-8: Resumen de caracterización geotécnica arenas del muro. Fuente: Elaboración propia.	110
Tabla 7-9: Parámetros índices relave Nro. 2. Fuente: Elaboración propia.	111
Tabla 7-10: Zonas de clasificación por comportamiento del suelo según SBTn de Robertson. Fuente: modificado de Robertson (2010).	113
Tabla 7-11: Parámetros resistentes para muestra del depósito Nro. 2.	123
Tabla 7-13: Número de ciclos en la falla y criterios de falla alcanzados para cada uno de los ensayos CDSS.	126
Tabla 7-14: Resumen de caracterización geotécnica relave.	126
Tabla 8-1: Resumen comparación de resultados evaluación de la pendiente de la CSL, λ_{10}	139
Tabla 8-2: Resumen comparación de resultados evaluación del $S_{u,rem}/\sigma'_v$ y $S_{u,Liq}/\sigma'_v$	147
Tabla 8-3: Resumen comparación de resultados evaluación del índice de fragilidad (I_B).	152

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Debido a la industrialización y al funcionamiento del mundo moderno se ha producido una expansión del mercado de metales como lo son el hierro, oro, zinc, cobre, molibdeno y actualmente el litio. En este contexto, se estima que aproximadamente el 28% del total de cobre que se produce a nivel mundial, es producido en Chile, siendo la producción de este mineral la actividad económica con mayor contribución en el PIB nacional con un 15% durante el año 2021 (Consejo Minero, 2021). Donde, para la ejecución de las actividades propias de la extracción de minerales y desarrollo de la industria, se debe contemplar una serie de estructuras, ejemplo de estas obras de infraestructura son los acceso y vías, pilas de suelo, campamentos, talleres, oficinas, planta de procesamiento, polvorines, túneles, botaderos y depósito de relaves.

Actualmente, la producción de minerales, y en particular de cobre, genera elevadas cantidades de residuos, estimándose una producción de varias gigatoneladas por año (Blight, 2010). Además, debido al aumento de la explotación a gran escala, se proyecta que el volumen de residuos aumente aún más debido a la explotación de yacimientos de baja ley y al desarrollo de nuevas técnicas de extracción subterráneas bajo un concepto de economía lineal. Estos residuos mineros poseen potenciales riesgos ante la pérdida de estabilidad física o química, lo que puede presentar consecuencias económicas y medioambientales severas, siendo labor de la industria y de las autoridades gubernamentales asegurar su debida construcción, operación y cierre de manera segura y sustentable.

En particular en los procesos de extracción de minerales sulfurados, estos generalmente se trituran y muelen para liberar los minerales valiosos de la roca madre. Luego, se aplican procesos de flotación u otros métodos de separación para extraer los minerales de interés de la parte de la roca que no contiene los minerales valiosos que se buscan obtener. Durante estos procesos de separación, se utilizan agentes químicos, como colectores, espumantes o reactivos de flotación, que interactúan con los minerales sulfurados para separarlos de otros componentes. Después de este proceso, quedan residuos, conocidos como relaves, que consisten en partículas finas de roca molida mezcladas con agua y a menudo con productos químicos utilizados en el proceso de separación. Estos relaves suelen ser depositados en estructuras especialmente diseñadas llamadas depósitos de relaves.

Según el Ministerio de Minería los define como un “residuo, mezcla de mineral molido con agua y otros compuestos, que queda como resultado de haber extraído los minerales sulfurados en el proceso de flotación. Este residuo, también conocido como cola, es transportado mediante canaletas o cañerías hasta lugares especialmente habilitados o tranques, donde el agua es recuperada o evaporada para quedar dispuesto finalmente como un depósito estratificado de materiales finos (arenas y limos)”. Estos depósitos de relaves se encuentran presentes en gran parte de nuestro país, según lo evidencia el catastro del Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN) de 2022, que registró un total de 764 depósitos distribuidos mayormente en la zona norte de nuestro país (Figura 1-1). De estos 764 depósitos, 110 se encuentran activos, 7 en construcción, 473 inactivos y 173 abandonados (Figura 1-2), donde el 99,3% de la masa de relaves producida anualmente en Chile se depositan en 22 depósitos de la gran minería. Lo anterior, se traduce en depósitos que pueden alcanzar alturas por sobre los 350 metros y longitudes de varios kilómetros. Esta gran cantidad de depósitos de relaves presentes a nivel nacional, posicionan a Chile como el tercer país con mayor cantidad de estas estructuras, siendo solo superado por China y Estados Unidos (World Information Service on Energy – Uranium, 2023).

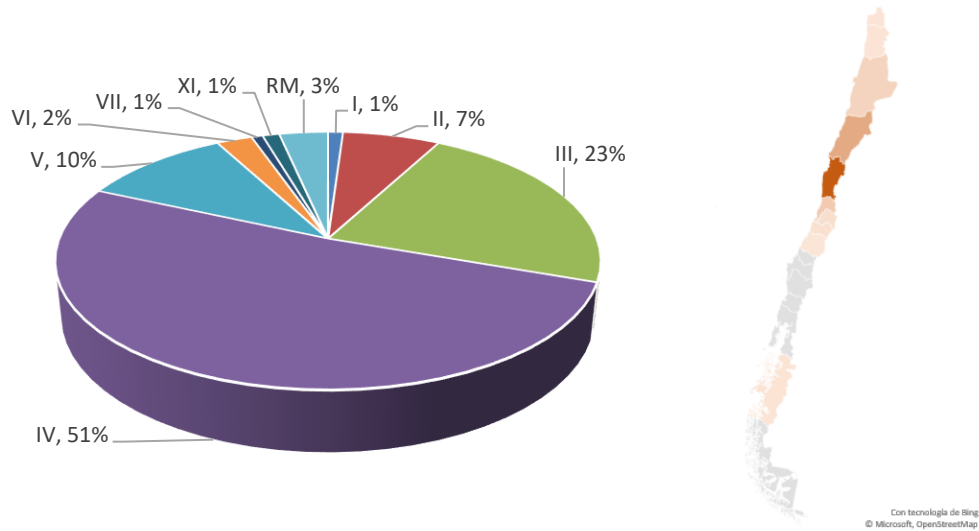


Figura 1-1: Distribución de depósitos de relaves según región. Fuente: A partir del Análisis SERNAGEOMIN, 2022.

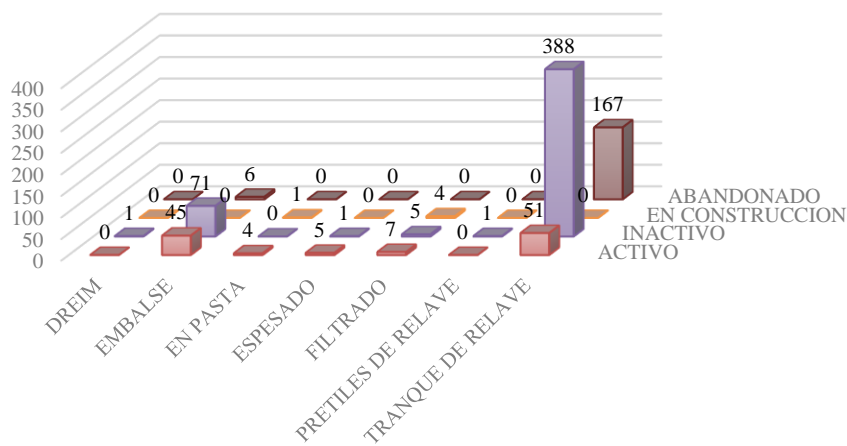


Figura 1-2: Distribución según tipo y estado de los depósitos de relaves nacionales. Fuente: A partir del Análisis de SERNAGEOMIN, 2022.

Esta gran cantidad de depósitos de relaves presentes en Chile, mayormente concentrados en la zona norte de nuestro país (Figura 1-1), conlleva a que convivamos regularmente con estas obras de ingeniería, como lo es el caso de la provincia de Copiapó donde existen un total 124 depósitos de relaves (Figura 1-3), por lo que su buen entendimiento y estudio acabado de estas estructuras es de vital importancia, en la ingeniería civil geotécnica.

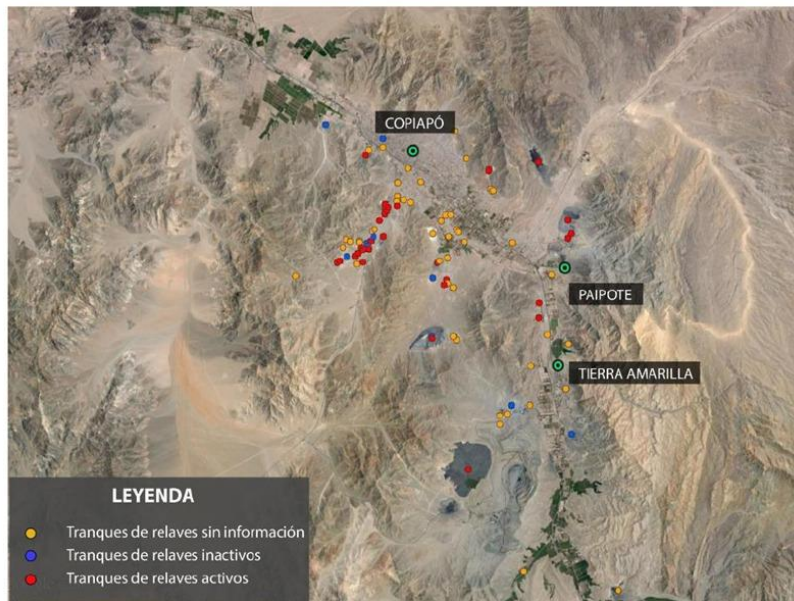


Figura 1-3: Mapa distribución de depósitos de relave en la comuna de Copiapó, III región. Fuente: SERNAGEOMIN, 2016.

Se estima que a nivel mundial existe alrededor de 8100 depósitos de relaves (Franks, 2021), los cuales a lo largo de la historia no ha estado exentos de fallas y colapsos, tanto a nivel nacional, como a nivel mundial. Según la plataforma asociada al proyecto WISE-Uranium (World Information Service on Energy - Uranium) a contar del año 1960 se reportan un total de 148 fallas (hasta junio 2022), de ellas 10 son a nivel nacional, siendo Chile el 4 país con más fallas de depósitos de relaves a nivel mundial y liderada por Estados Unidos, China y Brasil, respectivamente. La distribución mundial de estas fallas se presenta en la Figura 1-4. Algunos ejemplos locales de estas fallas son los colapsos del tranque Barahona en 1928, el tranque el Cobre en 1965, la Africana 1975 y tranque las Palmas en el año 2010. Debido a la ocurrencia de estas fallas es que se han promulgado una serie de regulaciones para asegurar la generación de estructuras de relaves más estables tanto física como químicamente.

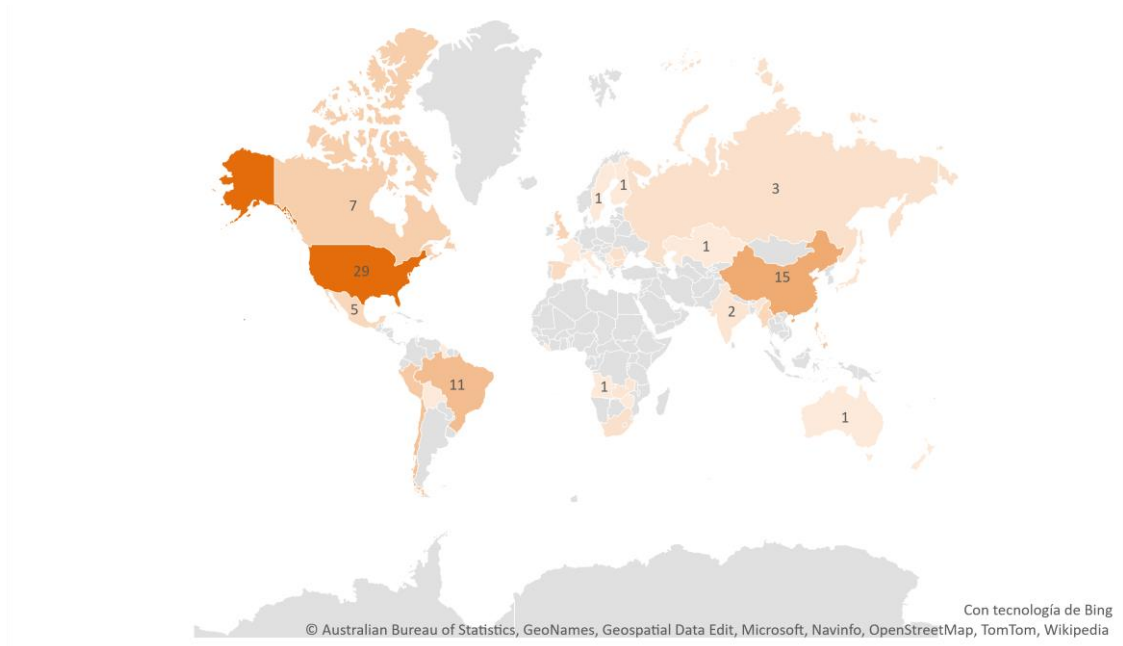


Figura 1-4: Distribución de fallas a nivel mundial. Fuente: A partir de WISE-Uranium, 2022.

Una de las regulaciones establecidas para mejorar el diseño y operación de tranques de relaves es el decreto supremo DS 86, promulgado por el Ministerio de Minería en el año 1970, el cual reguló el diseño y construcción de depósitos de relaves, donde una de las consideraciones más importantes del DS 86, fue la prohibición (implícita) de la construcción mediante un crecimiento del muro aguas arriba. A partir de ahí, las únicas opciones de construcción remanentes para depósitos convencionales fueron mediante un crecimiento del muro aguas abajo y eje central.

En el año 2007 se promulga un nuevo decreto supremo, denominado DS 248, que aborda el diseño, construcción, operación y cierre de depósitos de relaves. Este decreto está actualmente en proceso de actualización y sometido a consulta pública durante el año 2021. Esta actualización conocida por ahora como DS N°35 establece los requisitos y etapas para la aprobación de proyectos de disposición y almacenamiento de relaves o sus modificaciones sustanciales, requiriendo, entre otras cosas, un Plan de Monitoreo Integral (PMI) que permita evaluar la estabilidad física y química de los depósitos de relaves y que se ciñe a lo ya propuesto por la Global Industry Standard on Tailings Management o GISTM (ICMM, 2020) el cual nace como respuesta a una serie de desastres de relaves mineros que causaron impactos ambientales y humanos significativos. Estos desastres, como el colapso de la represa de relaves en la mina de Fundão en Brasil en 2015 (Figura 1-5) que causó una tragedia humana y ambiental devastadora, generaron una llamada de atención a nivel mundial sobre la necesidad urgente de mejorar la gestión de los relaves mineros.



Figura 1-5: Colapso depósito de relaves Fundão, Espírito Santo, Brasil. Fuente: Mining Magazine, 2015.

La regulación nacional sobre relaves se encuentra complementada por otras normativas mineras vigentes, tales como el DS 132 del Ministerio de Minería de 2004, que establece el Reglamento de Seguridad Minera, la Ley 20.551 del mismo ministerio, promulgada en 2011 para regular el Cierre de Faenas e Instalaciones Mineras, y el DS 40, aprobado por el Ministerio del Medio Ambiente en 2018, que aprueba el reglamento del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental.

A partir del comportamiento histórico de depósitos de relaves, tanto en Chile como en el mundo, se ha identificado que estas estructuras son susceptibles a fenómenos de licuefacción. Este fenómeno se caracteriza por la generación de deformaciones del suelo como resultado de la aplicación de cargas de naturaleza monótona, transientes o dinámicas, las que pueden provocar un cambio en el comportamiento del suelo (o relave) de un estado sólido a un estado líquido. Lo anterior se da mayormente en arenas sueltas saturadas que tienden a disminuir su volumen, lo que provoca un aumento en la presión intersticial de agua, disminuyendo el esfuerzo efectivo, y con ello, la resistencia al corte.

Existen dos formas de manifestación de la licuefacción, la licuefacción de flujo y la movilidad cíclica. La licuefacción de flujo sucede cuando un suelo saturado experimenta una pérdida significativa de su resistencia debido a la presión de poros generada por eventos sísmicos o cargas repentinas. El suelo puede fluir, deformarse o perder su capacidad de soportar estructuras que descansan sobre él. La

movilidad cíclica es una manifestación específica de la licuefacción, observada en suelos sometidos a cargas cíclicas repetitivas, como terremotos, vibraciones de maquinaria pesada o movimientos del oleaje en áreas costeras. Estas cargas cíclicas generan presión de poros en el suelo saturado, reduciendo su rigidez pudiendo provocar desplazamientos laterales o deformaciones locales.

Dicho lo anterior, se tiene que los suelos más susceptibles a la licuefacción son aquellos suelos granulares saturados (contenido de humedad mayor al 85~90% del límite líquido, $w > 0,9w_L$) de baja plasticidad ($IP < 7\%$) y alta compresibilidad, como arenas sueltas, limos o rellenos granulares. Un ejemplo de estos materiales son los relaves, que dada su naturaleza de depositación de baja energía en depósitos convencionales pueden presentar contracción volumétrica bajo carga generando aumento en las presiones intersticiales y con ello una disminución del esfuerzo efectivo., lo anterior debido a que son dispuestos hidráulicamente con un bajo contenido de sólidos, formando capas de material de baja densidad relativa, saturadas o cercanas a la saturación, y por consiguiente susceptibles a la licuefacción.

Para evaluar la estabilidad de los depósitos de relaves, se suelen realizar modelos de equilibrio límite (LEM) o análisis por deformaciones (FEM o DEM). Sin embargo, en etapas iniciales es común la utilización de métodos de screening para la evaluación de la estabilidad. Para ello es común utilizar una serie de parámetros relevantes en la evaluación de la estabilidad a la licuefacción. Un ejemplo de ellos es la línea de estado crítico (LEC o CSL por sus siglas en inglés) la cual se desprende de la teoría de estado crítico de los suelos y definida en el espacio tridimensional del esfuerzo desviador (q), esfuerzo efectivo (p'), y el volumen específico del suelo (v) o relación de vacíos (e). Particularmente en el espacio e - $\log(p')$ es posible describir la CSL a través de una recta definida por su intercepto (Γ) y la pendiente (λ), la cual marca la división de los suelos con un estado denso y suelto respecto del estado crítico, de aquí la importancia en la definición de la CSL ya que a través de su evaluación es posible evaluar el comportamiento contractivo o dilatante del mismo (Figura 1-6). Una forma de evaluar la forma de la CSL es a través de la evaluación de la pendiente de la línea de estado crítico (λ), el cual por si solo es un parámetro descriptivo del comportamiento de los suelos, describiendo la compresibilidad de los suelos en estado crítico, siendo una pendiente menor para los suelos más finos a una pendiente mayor para los suelos más gruesos (Braja, 2015). La evaluación de la línea de estado crítico y en particular su pendiente permite una mejor integración en los modelos numéricos para la estabilidad física de las estructuras susceptibles a la licuación. Del mismo modo que para los casos anteriores, es posible evaluarla en laboratorio a través de ensayos triaxiales drenados y no drenados, en terreno a través de ensayos CPTu.

Del mismo modo que para la pendiente de la CSL, que se encuentran relacionados con la distribución, forma y tamaño de sus partículas, existe otro parámetro relacionado con el comportamiento volumétrico de la estructura del suelo, como lo es el parámetro de estado, el cual se define como la diferencia entre el índice de vacíos a un determinado estado tensional promedio y el índice de vacíos al mismo estado tensional para una condición de estado crítico (Figura 1-6). Este parámetro permite evaluar si ante un determinado estado tensional el suelo se comportará de manera contractiva (diferencia positiva) o dilatante (diferencia negativa), o dicho en otras palabras si ante un determinado estado tensional el material se encuentra sobre o bajo la línea de estado crítico. En términos prácticos, si un material se comporta de manera contractiva (parámetro de estado positivo) este podrá generar presiones de poro intersticiales y con ello la disminución del esfuerzo efectivo pudiendo desencadenar la licuación del suelo. Debido a la simplicidad de este análisis del comportamiento volumétrico del suelo es que este parámetro es ampliamente utilizado en estudio de la licuefacción de estructuras geotécnicas. Para la evaluación de este parámetro se suelen realizar ensayos laboratorio del tipo triaxial drenados y no drenados, pudiéndose obtener el parámetro de estado a través de la determinación de la línea de estado crítico (CSL) y en terreno a través de ensayos CPTu.

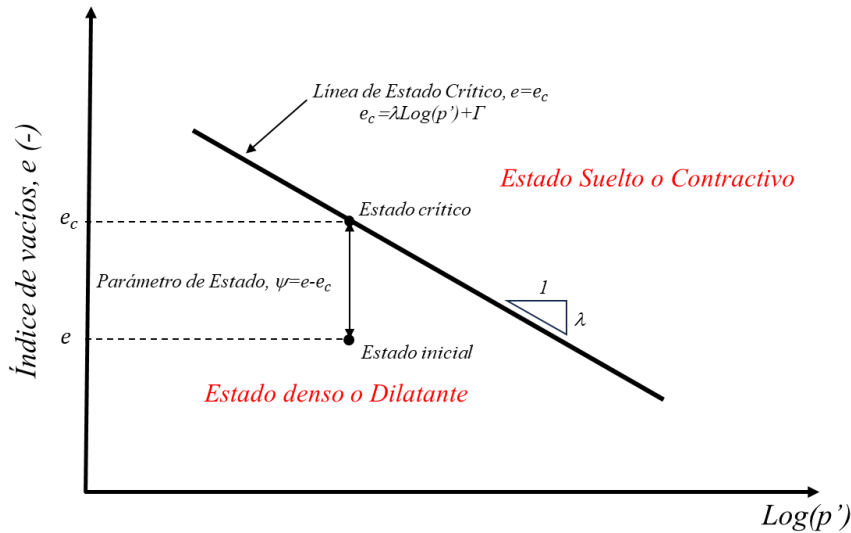


Figura 1-6: Línea de Estado Crítico (CSL) y Parámetro de Estado. Fuente: Elaboración Propia.

En términos de resistencia, un parámetro importante de evaluar para la determinación de la susceptibilidad a la licuefacción es la resistencia no drenada residual de los suelos, la cual corresponde a la resistencia obtenida a grandes deformaciones, donde generalmente se estabiliza su resistencia. Esta resistencia no drenada residual es dependiente del grado de confinamiento, por lo que es usual asociarla a una razón de resistencia no drenada residual $S_{u(r)}/\sigma'_v$ que tiende a ser constante en suelos cohesivos. La importancia de la evaluación de la resistencia no drenada residual, es que debido a la susceptibilidad que tienen los suelos contractivos a la pérdida de resistencia pudiéndose llegar a la condición residual, y con ello donde potencialmente si la demanda supera a la condición residual del suelo se podría provocar el fenómeno de licuefacción de flujo y con ello desencadenar grandes deformaciones y/o el colapso de la estructura. Para evaluar la resistencia no drenada residual, es posible de realizarla mediante distintos ensayos de evaluación al corte en laboratorio, como los es los ensayos triaxiales no drenados (CIU), corte simple a volumen constante y en terreno a través de ensayo de veleta de corte (VST) y/o ensayos CPTu.

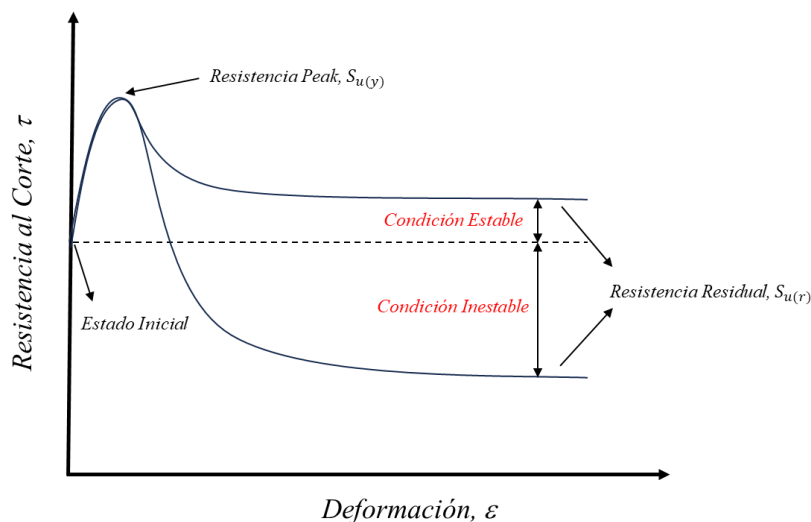


Figura 1-7: Estabilidad y resistencia no drenada residual. Fuente: Elaboración Propia.

Por último, otro parámetro de interés en la evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción de los suelos, es el índice de fragilidad (I_B), el cual se define como la diferencia normalizada entre la resistencia no drenada peak ($S_{u(y)}$) y la resistencia no drenada residual ($I_B = \frac{S_{u(y)} - S_{u(r)}}{S_{u(y)}}$), la que es utilizada para

cuantificar la magnitud de pérdida de resistencia no drenada que ocurre al inicio de la licuefacción. Los valores de I_b van de 0 a 1, donde $I_b = 1$ indica que es un suelo muy frágil o con un comportamiento strain softening, mientras que un $I_b = 0$ indica que es un suelo que no tiene fragilidad o que posee un comportamiento strain hardening. La importancia de la evaluación del índice de fragilidad del suelo es que posibilita la cuantificación de la fragilidad del suelo donde históricamente los suelos que han fallado por licuefacción tienen un índice de fragilidad alto, por lo que a través de un análisis comparativo de screening es posible evaluar cualitativamente la susceptibilidad a la licuefacción de la estructura geotécnica. La evaluación de este parámetro es posible realizarla a través de los mismos estudios que para el caso de la evaluación de la resistencia no drenada residual, lo que posibilita su evaluación en conjunto.

Por lo tanto, debido a las características de depositación de baja energía de los relaves, granulometría, baja plasticidad, grado de saturación, es que una de las formas más adecuadas para evaluar la estabilidad de los depósitos y de los parámetros de screening para la evaluación de la licuefacción es mediante la ejecución de ensayos in-situ como los ensayos de CPTu. Los cuales colaboran a la comprensión del fenómeno de licuefacción, posibilitando una evaluación de la estabilidad física, la cual es esencial para asegurar el buen desarrollo sustentable de proyectos mineros, y en particular, de un depósito de relaves. El ensayo CPTu consta en la penetración de una columna de barras con punta cónica (Figura 1-8) a velocidad constante (2 ± 0.5 [cm]), donde se evalúa la resistencia que opone el suelo (o relave) en su punta cónica (q_c) y de la resistencia que provoca en un maguito de fricción cilíndrico (f_s) ubicado inmediatamente detrás de la punta del cono. En la actualidad, los conos son provistos de un transductor de presión eléctrico, capaz de medir y registrar la presión de intersticial de agua, estos conos equipados con estos sensores son llamados piezoconos electrónicos o simplemente CPTu. Debido a lo anterior, actualmente existe una creciente demanda en la utilización de equipos CPTu, y de sus derivaciones como SCPTu, el cual está equipado además de un módulo sísmico.



Figura 1-8: Modelo de cono de CPTu. Fuente: Geotechnicaldesign, 2021.

Sin bien el ensayo CPT se usa comúnmente en nuestro país, no existe una validación de las distintas expresiones para la evaluación de la licuefacción mediante las técnicas de screening, ya sea para suelos de origen natural como los suelos de origen antrópico como los relaves, susceptibles a la licuefacción, ya que estas expresiones se han desarrollado principalmente a partir de estudios con una base de datos de relaves de hierro, plata y oro, por lo que no consideran la realidad nacional compuesta principalmente por depósitos de relaves provenientes de la extracción de cobre. Es por ello que la principal motivación de la presente investigación es validar las distintas expresiones propuestas para la evaluación de los parámetros de mayor relevancia en la evaluación del fenómeno de la licuefacción como lo son el parámetro de estado (ψ), la pendiente de la línea de estado crítico (λ), la resistencia no drenada residual (s_w/σ'_v) e índice de fragilidad (I_B), lo anterior con un enfoque de análisis en depósitos de relaves nacionales de cobre mediante ensayos CPTu.

CAPÍTULO II

OBJETIVOS Y ALCANCE

2.1 Objetivo General

El objetivo general del presente estudio es comparar las distintas expresiones propuestas y utilizadas en la práctica de la ingeniería geotécnica para la evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción de relaves de cobre y parámetros asociados, mediante ensayos in situ tipo CPTu y una campaña experimental de laboratorio, determinando parámetros relacionados con la resistencia, el comportamiento y el estado de los relaves, con el objetivo de caracterizar su respuesta utilizando la teoría del estado crítico en ensayos CPTu y ensayos triaxiales de laboratorio.

2.2 Objetivos Específicos

- Generar la puesta en marcha del Equipo SCPTu TMG Drilling Supplies CSR-183.
- Evaluar los parámetros parámetro de estado (ψ), la pendiente de la línea de estado crítico (λ), la resistencia no drenada residual (s_u/σ'_v) e índice de fragilidad (I_B) de los relaves analizados a partir de ensayos SCPTu.
- Extraer muestras inalteradas del depósito de relaves para posterior análisis en laboratorio.
- Evaluar los parámetros de interés de los relaves, similares a los obtenidos en campo, pero a partir de ensayos de laboratorio.
- Análisis de los resultados obtenidos en laboratorio e insitu a partir de la o las campañas de terreno evaluando la aplicabilidad de las expresiones de interés en base a los resultados e información disponible en estudios previos.
- Identificación de brechas y discusión de la aplicabilidad de expresiones al contexto de relaves de cobre.

2.3 Alcance

Los resultados de la presente investigación se limitan a materiales similares características a los evaluados en el presente estudio, por ende, los resultados sólo serán válidos en esta área de estudio, por lo que su extrapolación solo será posible mediante la aplicación de un buen criterio hacia depósitos con características similares.

CAPÍTULO III

Exploración in-situ del suelo mediante ensayos CPTu

Desde que nazca la necesidad de la construcción de una obra civil, esta deberá coexistir ineludiblemente con el suelo, lo que implica la necesidad de establecer los parámetros geotécnicos de sus cimientos. Por su parte, la evaluación de los parámetros geotécnicos asociados a una obra civil siempre poseerá cierto grado de incertidumbre respecto del terreno explorado. Sin embargo, para la evaluación de los parámetros se deberá considerar el gran abanico de técnicas de exploración disponibles, de modo, que posibilite una mejor caracterización y la disminución de la incertidumbre respecto de la evaluación de parámetros representativos del área de estudio. Es por ello que la caracterización de cada sitio deberá basarse en experiencias, en el comportamiento del área o materiales en estudio, en los objetivos proyectados en el diseño, nivel de confiabilidad admisible, costos y operación.

Una caracterización asertiva, deberá considerar la combinación de técnicas convencionales de exploración, técnicas avanzadas, ensayos in-situ y ensayos de laboratorio. En particular, en la actualidad, existe una gran variedad de ensayos in-situ algunos de los cuales se presentan a continuación:

- SPT : Standard Penetration Test
- TxPT : Texas Penetration Test
- VST : Vane Shear Test (o FVT)
- PMT : Pressuremeter Test
- CPMT : Cone Pressuremeter Test
- DMT : Dilatometer Test
- SPLT : Screw Plate Load Test
- ISB : Iowa K0 Stepped Test
- SWS : Swedish Weight Sounding
- HF : Hydraulic Fracture
- BST : Borehole Shear Test
- TSC : Total Stress Cell (Spade cell)
- FTS : Freestand Torsional Shear
- PV : Piezovane
- MPT : Macintosh Probe Test
- CPT : Cone Penetration Test
- CPTu : Piezocone Penetration Test
- RCPTu : Resistivity Cone Penetration Test
- SCPTu : Seismic Cone Penetration Test
- SMDT : Seismic Flat Dilatometer Test
- TBPT : T-Bar Penetrometer Test
- BPT : Ball Penetrometer Test
- PPT : Plate Penetration Test
- PLT : Plate Load Test
- HPT : Helical Probe Test
- PBPT : Piezoball Penetration test
- RapSochs: Rapid Soil Characterization Test
- CPTu : Piezodissipation Test
- DMTa : Dilatometer with A-reading Dissipations
- SPTT : Standard Penetration Test with Torque
- LPT : Large Penetration Test
- DEPPT: Dual Element PiezoProbe Test
- SCPMTu: Seismic Piezocone Pressuremeter Test

Donde los ensayos in-situ más utilizados son los ensayos SPT, CPTu y DMT. En el presente estudio se contempla las prospecciones realizadas mediante ensayos CPTu, y su derivación sísmica SCPTu, no sin antes realizar una breve revisión de los tipos de conos existentes en la actualidad.

3.1 Ensayos de penetración de cono

En la actualidad existe una variada oferta de tipos de ensayos de penetración de cono, éstos se diferencian básicamente por el método empleado para la realización de la penetración misma y la velocidad que se desarrolla al efectuar la penetración. En la Tabla 3-1 se presentan 6 tipos de ensayos de penetración de cono, donde los más utilizados a nivel nacional son el ensayo de penetración dinámica superpesada (DPSH por sus siglas en inglés) regulada por la norma británica BS EN ISO 22476-2:2005 y la penetración de cono electrónico (CPT por sus siglas en inglés). En este último tipo, es posible añadir la medición de presión de poro (u) comúnmente conocido como ensayo CPTu, el que es regulado por la norma ASTM D5778.

Tabla 3-1: Tipos de ensayo de penetración de cono. Fuente: Modificado de Baligh (1975) y Levadoux (1986).

Tipo	Avance por punta		Uso	Observaciones
	Método	Velocidad		
Estático	Durante incrementos de carga constante	0	Solo para investigación, en algunos lugares del mundo	En general, muy lento para ser usado en terreo
Cuasi-estático	Por medio de prensa hidráulica o mecánico	$2 \pm 0,5$ [cm/s]	En todo el mundo	Gran variedad de tamaños
Dinámico	Por medio del impacto de una masa en caída libre	Variable	En todo el mundo	Gran variedad de tamaños
Cuasi-estático y dinámico	Combina los dos métodos anteriores, utilizando el dinámico cuando en el ensayo cuasi-estático se llega al rechazo	-	Francia y Suiza	Usa puntas especiales
Tornillo	Rotación de un cono helicoidal	Variable	Suecia y Noruega	
Inercial	Dejando caer libremente el cono o impulsado hacia la superficie del suelo	Variable	Investigación del fondo marino	Útil para exploraciones poco profundas en áreas inaccesibles

3.1.1 Ensayo de penetración de cono dinámico superpesado (DPSH)

Este ensayo consiste en introducir una punta cónica (perdida o recuperable) unidas a un conjunto de barras macizas por medio de la caída de una masa de 63,5 [kg] que se deja caer libremente por 760 [mm], i.e. del mismo modo que para el ensayo SPT, donde se mide la cantidad de golpes necesarios para penetrar 20 [cm] el cono (N_{20}). El ensayo se da por finalizado cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

- Se alcance la profundidad que previamente se haya establecido,
- Se superen los 100 golpes para una penetración de 20 [cm] es decir $N_{20} > 100$,
- Cuando tres valores consecutivos de N_{20} sean iguales o superiores a 75 golpes, o
- El valor del par de rozamiento supere los 200 [Nm].

El ensayo de DPSH proporciona una medida indirecta, y relativamente continua (cada 20 [cm]), de la resistencia a la penetración dinámica de un terreno, donde a través de correlaciones con otras técnicas (e.g. SPT), es posible determinar la homogeneidad del suelo o confirmar la profundidad de una capa a la cual ya se conoce.

La desventaja de este método es que debido a la extensión de las barras (normalmente se alcanzan profundidades de hasta 7 metros pero es posible alcanzar profundidades de hasta 20 metros en suelos poco litificados) y el continuo golpeo de las mismas, se produce un efecto de pandeo y deflexión de las barras desviándose la verticalidad del ensayo y produciéndose un roce indeseado con las paredes de la perforación que puede arrojar una sobreestimación de la resistencia a la penetración del suelo provocando una desviación de los resultados.

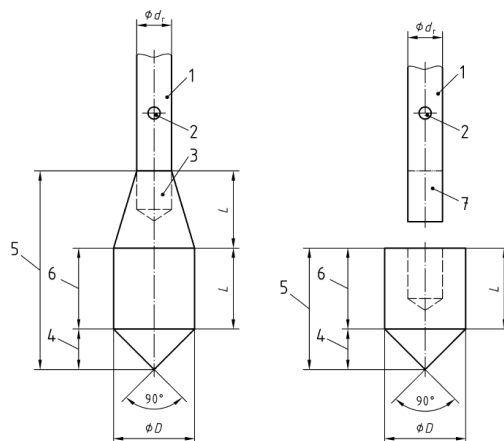


Figura 3-1: Cono de DPSH con a) recuperación de punta b) punta perdida.

Fuente: BS EN ISO 22476-2:2005.

3.1.2 Ensayo de penetración de cono electrónico (CPTu)

El ensayo de CPTu consiste en la hincada en el terreno a explorar a una velocidad de 20 ± 5 [mm/s] de una barra con punta cónica, que permite la medición mediante celdas de carga y sensores de presión, la resistencia a la penetración de la punta cónica (q_c), el rozamiento en el manguito ubicado justo por sobre la punta cónica (f_s) y la presión de agua intersticial (u) en la medida que el cono se inca en el terreno. Cuando no se mide la presión intersticial de poro de agua, i.e. sólo la medición de la resistencia a la penetración por la punta cónica (q_c) y la resistencia a la penetración por fricción lateral o fuste (f_s), el ensayo se denomina CPT. Para llevar a cabo la hincada del penetrómetro es necesario: el penetrómetro mismo (Figura 3-2), un sistema de empuje hidráulico, cable de transmisión de datos, encoder de profundidad y una unidad de adquisición de datos.

Para el ensayo es posible utilizar distintos tamaños de cono (área de transversal de cono de 2 [cm²], 10 [cm²], 15 [cm²] y 40 [cm²]) (Figura 3-2). Estos tamaños de cono se utilizan dependiendo los requerimientos de exploración, donde los conos de 2 [cm²] son utilizados en investigaciones poco profundas, mientras que los conos de mayores diámetros pueden ser utilizados en suelos con presencia de gravas.

La estructura básica del penetrómetro consiste en una punta cónica (Figura 3-3) de 60° comúnmente de 10 o 15 [cm²] de área transversal (i.e. 35,7 y 43,7 [mm] de diámetro), además, consta de una extensión cilíndrica (h_e) de 5 [mm] o 0,2 [pulg] (reborde) de modo de proteger los bordes exteriores de la base del cono producto del desgaste excesivo. El cono de 10 [cm²] es considerado el estándar de referencia donde a partir de este se pueden comparar los resultados de otros penetrómetros con dimensiones proporcionalmente escalables. Se utiliza una celda de carga interna para medir la carga axial en la parte frontal del penetrómetro (q_c), mientras que para registrar la fuerza axial a lo largo del manguito (f_s), existen diferentes configuraciones (Figura 3-4), por ejemplo, utilizando una segunda celda de carga interna la cual es posible configurarla de tal manera que pueda medir directamente la carga axial producto del roce del terreno con el manguito (f_s), o la suma de las cargas provenientes del manguito y

de la parte frontal del penetrómetro (f_s+q_c), estas configuraciones son comúnmente llamadas penetrómetro de celdas independientes y penetrómetros de resta respectivamente. En estos últimos la fuerza de la proporción del manguito se calcula entonces por la sustracción entre ambas mediciones de la celda de carga. La configuración de penetrómetros de resta, es común en la industria debido a su diseño resistente.



Figura 3-2: Diferentes tamaños de cono (de izquierda a derecha: 2, 10, 15 y 40 [cm²]).

Fuente: P. K. Robertson y Gregg Drilling & Testing, 2010.

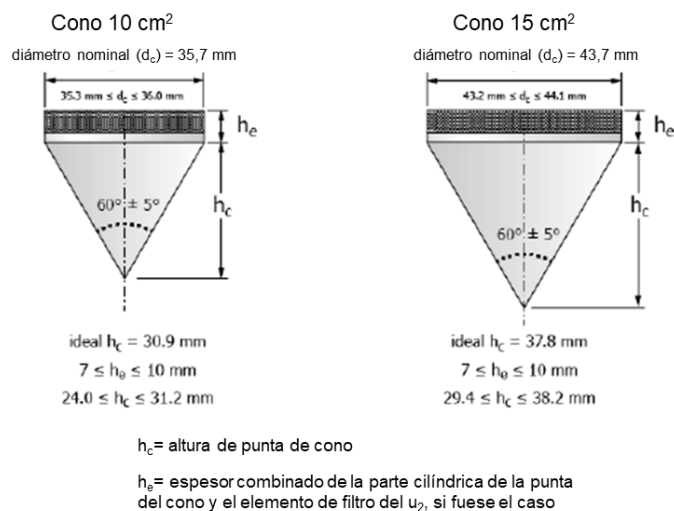


Figura 3-3: Tamaños de conos más utilizados. Fuente: Modificado de ASTM D5778-20.

En la realización del ensayo CPTu, la medición de la presión intersticial de poro de agua realizada por el piezocono, es posible realizarla mediante un filtro poroso rígido, de tal manera que su rigidez no influya en las presiones de aguas medidas, y además, debe poseer una permeabilidad tal que permita tener una respuesta rápida a las la demanda de presiones de agua y lo suficientemente lenta que evite la entrada de aire, y con ello, la desaturación del filtro. La ubicación del sensor (transductor de presión electrónico) puede ser sobre la punta del cono (posición u_1), inmediatamente luego de la punta de cono (posición u_2) o luego del manguito de fricción (posición u_3), las cuales se describen en la Figura 3-5.

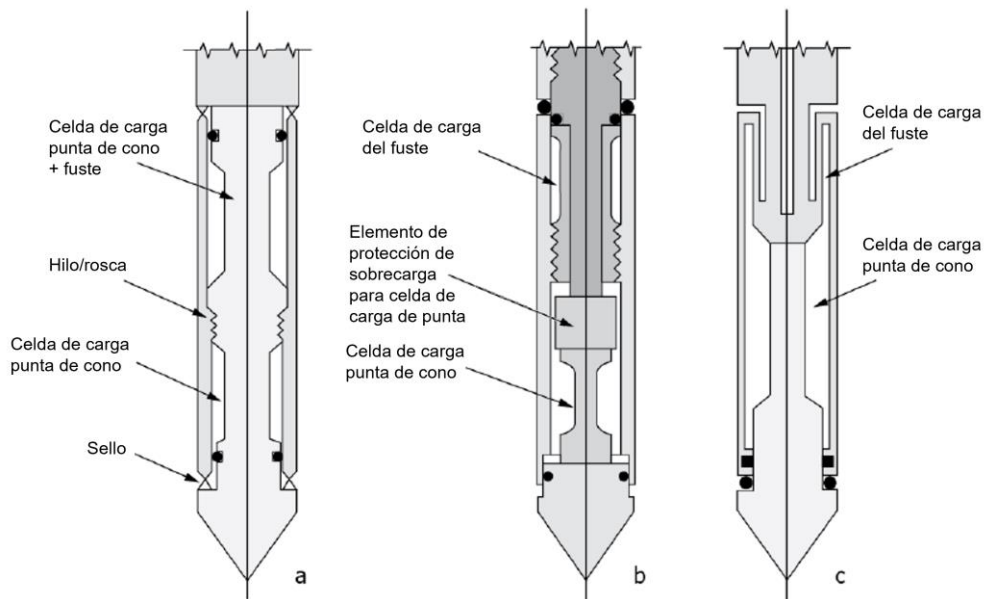


Figura 3-4: Configuraciones para penetrómetros eléctricos de cono

tipo: (a) Sustracción, (b) Compresión y (c) Tracción. Fuente: Modificado de ASTM D5778-2020.

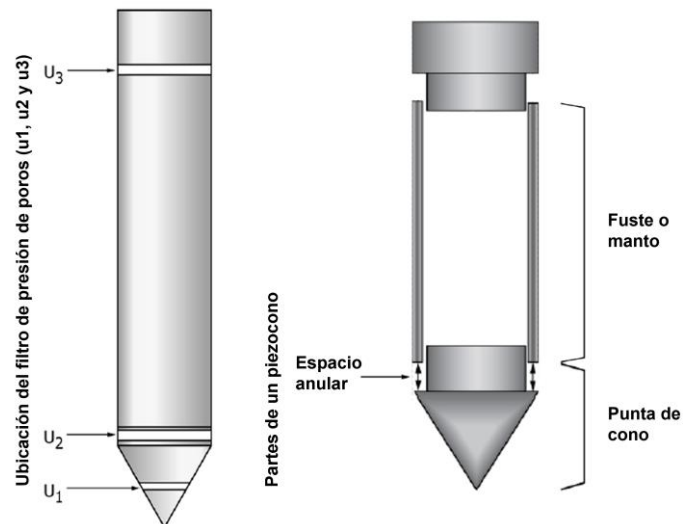


Figura 3-5: Posicionamiento del elemento poroso para la medición de la presión intersticial de agua.

Fuente: Modificado de ASTM D5778-2020.

El sistema de empuje debe ser configurado de tal forma que la desviación máxima respecto de la vertical no debe superar 1 o 2 grados por metro y una desviación total máxima de 15 grados, donde las barras utilizadas para la hincada deben ser revisadas para asegurar la rectitud. En la actualidad los conos además tienen incorporado sensores que entregan la verticalidad de la sonda. Estos últimos sensores son de bastante utilidad, dado a que además las pérdidas de linealidad de la sonda que provocan una deflexión del tren de barras, que en el peor de los casos, puede desencadenar en la rotura de las barras y la pérdida del penetrómetro. En cuanto a los posibles resultados erróneos o desviaciones producto de la pérdida de verticalidad de la sonda, estos comienzan a tomar relevancia a profundidades mayores a los 15 [m].

Los ensayos de penetración de cono que incluyen la medición de la velocidad de onda de corte y de compresión (V_s y V_p respectivamente) son conocidos como ensayos SCPTu, donde la letra “S” hace referencia al módulo sísmico (seismic) del penetrómetro. Con ello en un ensayo de SCPTu es posible combinar la resistencia de punta del cono (q_c), la resistencia de fuste (f_s), la presión de poro de agua (u), la velocidad de onda de corte (V_s) y la velocidad de onda de compresión (V_p) medido en un perfil

estratigráfico a través del método downhole regulado por la norma ASTM D7400. A partir de estas mediciones es posible obtener información valiosa la cual puede ser utilizada en distintas correlaciones, como por ejemplo, para la obtención de la resistencia del cono, el módulo del suelo y susceptibilidad a la licuación o licuefacción.

3.2 Clasificación de los suelos a partir de ensayos SCPTu

Una de las principales aplicaciones del ensayo CPTu es identificar y reconocer el perfil estratigráfico del suelo a partir de la medición de q_c , f_s y u_2 . Típicamente, la resistencia de punta del cono, q_c , es alta en arenas y baja en arcillas, por el contrario, la medición por fricción en el manguito, f_s , es alta en arcillas y baja en arenas. Si bien el ensayo CPT y sus derivaciones no pueden proporcionar estimaciones exactas del tipo de suelo sobre la base de las características físicas, como lo es la distribución granulométrica, puede proporcionar una guía para estimar las características mecánicas, como lo es la resistencia y la rigidez, a partir del comportamiento del suelo ante la penetración del cono. Es por esto, que en los últimos 60 años ha habido gran cantidad de estudios asociados a la estimación del comportamiento del suelo a partir de ensayos CPT y CPTu, correlacionando las mediciones de q_c , f_s y u_2 mediante una serie de gráficas, donde una selección de las más relevantes se presenta a continuación.

3.2.1 Revisión histórica de la clasificación por comportamiento del suelo mediante la penetración de cono (Soil Behavior Type – SBT)

Si bien los inicios de los ensayos CPT (Cone Penetration Test) datan de los años '30 con el aparato de Barentsen, quien fue el primero en realizar una prueba de CPT para la construcción de una carretera en los Países Bajos, no fue hasta 1965, en que Bagemann publica la primera propuesta para la determinación de los perfiles del suelo mediante el uso de CPT, en la cual correlaciona la resistencia de cono (q_c) con la razón de fricción (F_r), esta clasificación se basaba en el contenido de material fino menores a 16 micrómetros de un suelo.

Esta correlación del perfil del suelo fue posteriormente actualizada por este mismo autor, la cual daría el inicio a un sin número de publicaciones como las de Schmertmann (1978), Sanglerat (1972, 1974) y Douglas y Olsen (1981), estos últimos proponen a partir del comportamiento del suelo ante la penetración por CPT, una correlación entre la resistencia de cono y la razón de fricción dando como resultado la clasificación USCS propuesta por Casagrande en tiempos de la post-guerra y publicada finalmente en 1952.

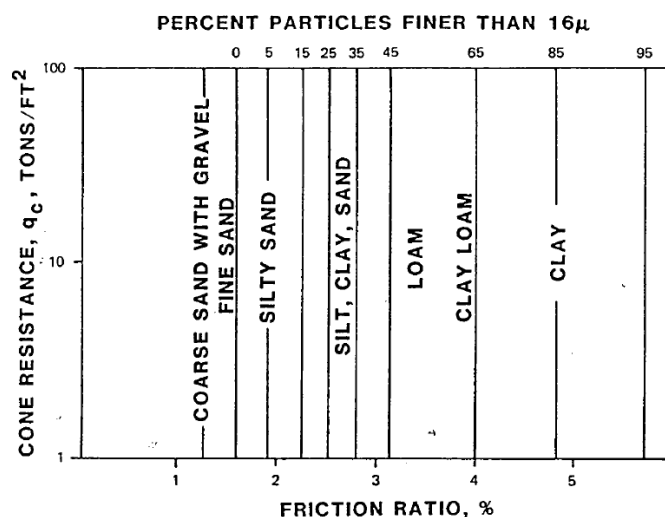


Figura 3-6: Clasificación del suelo mediante CPT según Bagemann. Fuente: Bagemann, 1965.

Por su parte, Robertson en 1986 propone una actualización a la correlación propuesta por Douglas y Olsen 5 años antes, la que sería posteriormente reactualizada por el mismo Robertson en 1990, donde con la incorporación tecnológica de los CPT electrónicos y la medición de la presión de poros (u), viabilizó la normalización de los parámetros utilizados a partir de la presión de poro de agua, lo que

posibilitó aumentar el alcance de la obtención del perfil estratigráfico de manera más feaciente para profundidades mayores a los 30 metros.

La versión normalizada para la obtención del perfil estratigráfico, incorpora la gráfica normalizada $Q_m - F_r$ (Figura 3-7a), y además, una nueva clasificación del suelo utilizando la ya utilizada resistencia de presión de cono (Q_m) y la razón de presión de poro normalizada (B_q) (Figura 3-7b). Posteriormente, Robertson (1998) adiciona el índice de comportamiento del suelo (I_c), donde a partir de una escala de valores de un único parámetro es posible obtener la clasificación del suelo según su comportamiento a la penetración de cono piezométrico (CPTu), pudiendo prescindir de la gráfica para la clasificación.

Lo anterior viene a suplir dado que si bien en numerosos casos es posible trabajar directamente con las mediciones de punta y fuste corregidas por la presión de poro, en la medida que los efectos del confinamiento comienzan a tener relevancia, es conveniente normalizar estas mediciones y a partir de esto, evaluar los distintos parámetros presentados más adelante en la Tabla 3-4. Es por ello, que las componentes de punta y fuste de las mediciones de realizadas por el ensayo penetración de piezocono (CPTu) son normalizadas según se presenta a continuación:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (1)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \times 100 \quad (2)$$

Donde:

- Q_t Resistencia de punta normalizada;
- q_t Resistencia de punta corregida por área;
- σ'_{vo} Esfuerzo efectivo vertical;
- F_r Razón de fricción normalizada; y
- f_t Resistencia de fricción corregida por área.

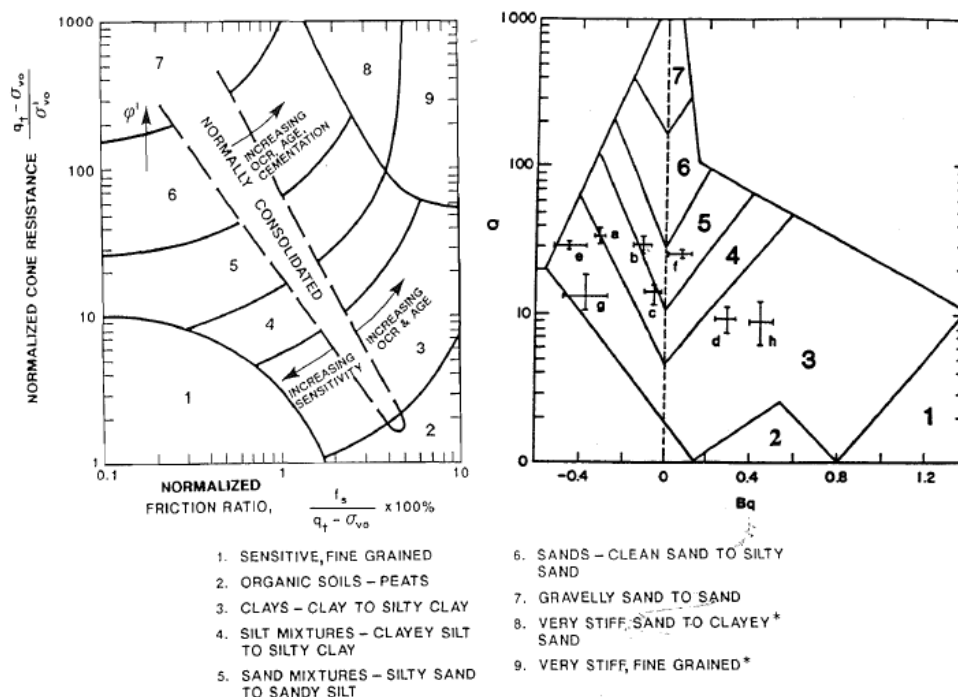


Figura 3-7: a) SBTn del suelo mediante CPTu considerando la razón de fricción, b) SBTn del suelo mediante CPTu considerando la razón de presión de poro. Fuente: Robertson, 1990.

A continuación se presenta su formulación respecto de la actualización de Robertson (2010) en la que incluye, además de la normalización respecto del esfuerzo efectivo, la normalización por tipo de suelo:

$$I_{c,R} = [(3.47 - \log(Q_{tn}))^2 + (\log(F_r) + 1.22)^2]^{0.5} \quad (3)$$

Donde:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}} \quad \text{Exceso de presión de poro normalizada;}$$

$$Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_v}{P_a} * \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad \text{Resistencia de punta normalizada por esfuerzo efectivo y tipo de suelo; y}$$

n Exponente de normalización siendo $n=1$ para suelos arcillosos.

A través de este índice de comportamiento del suelo (I_c), Robertson y Wride (1998) y actualizada por Robertson (2010) identifica y delimita de modo de interpretar los resultados de la medición mediante CPT referente al comportamiento de los suelos para la mayoría de estos, en particular para suelos jóvenes, no cementados, insensibles y normalmente consolidados. El gráfico (Figura 3-7) identifica las tendencias generales en la respuesta del suelo, como el aumento de la densidad del suelo, la OCR, la edad y la cementación de los suelos arenosos, el aumento del historial de tensiones (OCR) y la sensibilidad del suelo (S_v) para los suelos cohesivos. Nuevamente, el gráfico es de naturaleza global y proporciona solo una guía para el tipo de comportamiento del suelo (SBTn). Sin embargo, es de esperar que exista una superposición en algunas zonas, y además, de las zonas se pueden modificar según la experiencia local.

Tabla 3-2: Relación entre el tipo de suelo y el índice de comportamiento del suelo. Fuente: modificado de Robertson, 2010.

Zona	Tipo de Suelo	$I_{c,R}$
1	Suelos sensitivos	N/A
2	Suelos orgánicos – Arcillas	$I_c > 3.6$
3	Arcillas – arcillas limosas a Arcillas	$2.95 < I_c < 3.6$
4	Mezclas de limos – Limo arcilloso a Arcilla limosa	$2.60 < I_c < 2.95$
5	Mezclas de arenas – Arena limosa a Limo arenoso	$2.05 < I_c < 2.60$
6	Arenas – Arenas limpias a Arenas limosas	$1.31 < I_c < 2.05$
7	Arena gravosa a Arena densa	$I_c < 1.31$
8	Arena muy dura a Arena arcillosa	N/A
9	Finos muy duros	N/A

La propuesta de Robertson (1990) ha sido ampliamente utilizada y validada por los distintos autores por 25 años y en particular en el año 1996 por el National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) (Youd et al., 1996). No obstante, de la misma manera como se venía realizando durante los 25 años anteriores, varios autores presentaron sus propuestas como es el caso de Eslami et al. (1997), Tumay et al. (1999) y Schneider et al. (2008). Este último presentó una nueva propuesta a la gráfica $Q_{tn} - B_q$ que representa la correlación de la resistencia de cono normalizada (Q_{tn}) y la razón de presión de poro de agua (B_q), para la obtención de la clasificación de los suelos a través del comportamiento de los suelos ante el ensayo de penetración de cono piezométrico (CPTu), modificando el parámetro B_q por el parámetro $\Delta u_2 / \sigma'_{v0}$, este nuevo parámetro representa nuevamente el exceso de presión de poro detrás del cono (Δu_2), normalizada por el esfuerzo vertical efectivo (σ'_{v0}).

Por su parte Been y Jafferries (1992), propone una clasificación (Figura 3-9) del suelo similar a la propuesta por Robertson (1990), sin embargo, delimitando el comportamiento del suelo a través de

contornos semicirculares, donde a menor radio (I_c), la composición granulométrica es más gruesa. Esta clasificación al igual que la de Robertson (1990) permitió prescindir de la gráfica del comportamiento del suelo, por medio de la evaluación de un único parámetro, llamado índice de clasificación (I_c).

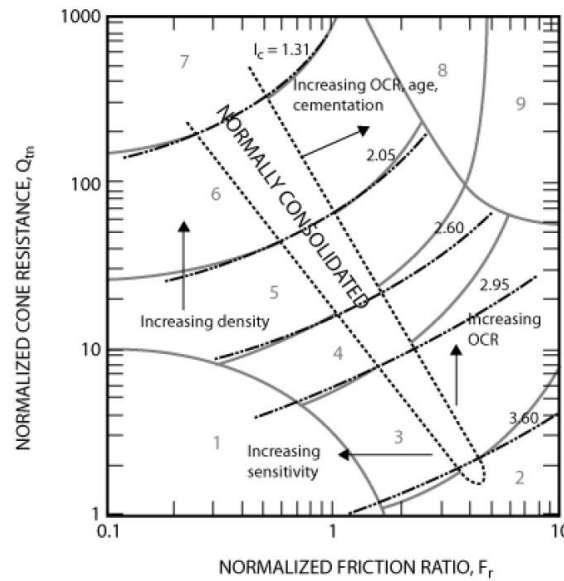


Figura 3-8: SBTn determinado mediante CPTu considerando a través de la resistencia de punta normalizada por esfuerzo efectivo y tipo de suelo. Fuente: Robertson, 2010.

A continuación se presenta la formulación de Jefferies y Been en la que incluye, además de la normalización respecto del esfuerzo efectivo, la normalización por presión intersticial:

$$I_{c,BJ} = \sqrt{[3 - \log(Q_t \cdot (1 - B_q) + 1)]^2 + [1.5 + 1.3 \cdot \log(F_r)]^2} \quad (4)$$

A partir de la expresión (4), Been y Jefferies proponen la relación entre el comportamiento del suelo y el parámetro $I_{c,BJ}$ que se presenta en la Tabla 3-3. La ventaja del uso del parámetro I_c es que es continuo y no requiere distinciones artificiales para las zonas del tipo de suelo. Sin embargo, no es estrictamente una clasificación de suelos ya que el CPT mide el comportamiento del suelo, no la plasticidad o el tamaño del grano. Por esta razón, I_c se denomina índice de tipo de comportamiento del suelo.

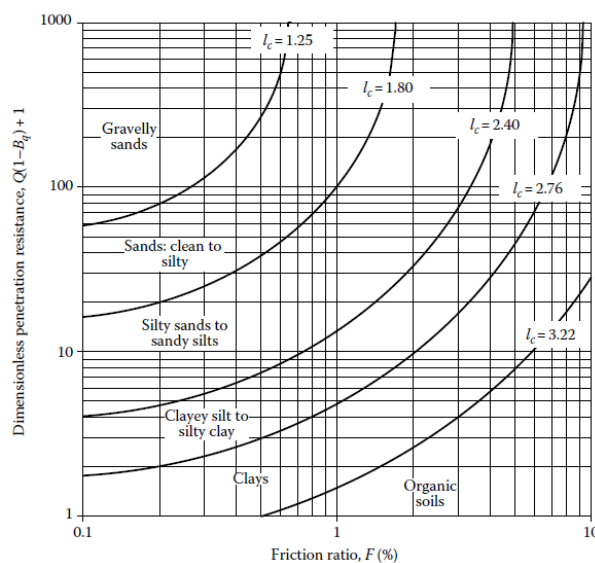


Figura 3-9: SBTn del suelo mediante contornos radiales I_c . Fuente: Jefferies y Been, 2016.

Tabla 3-3: Relación entre el tipo de suelo y el índice de comportamiento del suelo. Fuente: modificado de Been y Jefferies (1992).

Tipo de Suelo	I_c
Arena gravosa	<1.25
Arena limpia a Arena limosa	$1.25 < I_c < 1.80$
Arena limosa a Limo arenoso	$1.80 < I_c < 2.40$
Limo arcilloso a Arcilla limosa	$2.40 < I_c < 2.76$
Arcillas	$2.76 < I_c < 3.22$
Suelos orgánicos	$I_c > 3.22$

Luego de 30 años desde la primera propuesta de Roberson en 1986 se le añade un sinnfín de correlaciones a partir del ensayo CPT, CPTu y SCPTu, como por ejemplo, correlaciones para la evaluación de la resistencia no drenada (s_u), OCR, dilatancia, parámetro de estado, comportamiento drenado o no drenado, aplicaciones al diseño de fundaciones y análisis de licuefacción, no obstante, en el año 2016, Robertson considera la propuesta de Schneider (2008), donde presenta una nueva publicación para la clasificación del suelo en base a tres correlaciones. Esta nueva propuesta incorpora la componente microestructural del suelo, asociada a la ganancia de resistencia producto de la compresión secundaria, tixotropía, cementación y envejecimiento. Cabe destacar que esta propuesta requiere la obtención de las variables ya conocidas resistencia de cono (q_c), resistencia del manguito de fricción (f_s), presión de poro (u), velocidad de onda de corte (V_s , mediante el módulo sísmico – SCPTu), y eventualmente un ensayo de disipación y la obtención de la densidad (γ). La identificación de la componente microestructural considerable también fue incluida en esta investigación, a partir de la obtención de índice de rigidez normalizado para pequeñas deformaciones, K_G^* .

$$K_G^* = I_G * Q_{tn}^{0.75} \quad (5)$$

$$Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_v}{P_a} * \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (6)$$

$$n = 0.381 * I_c + 0.05 \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} - 0.15 \leq 1.0 \quad (7)$$

Donde:

$$I_G = \frac{G_0}{q_n} \quad \text{Índice de rigidez de pequeñas deformaciones;}$$

$$q_n = q_t - \sigma_v \quad \text{Resistencia de punta neta.}$$

Donde para $K_G^* > 330$, se propone considerar la componente microestructural. Para valores de $K_G^* < 330$, no se considera la componente microestructural y puede utilizarse la clasificación SBTn propuesta por Robertson en 1990 y actualizada en el 2009. Esta versión, además prescinde de la clasificación por comportamiento del suelo históricamente utilizada para la interpretación de ensayos CPTu, basándose únicamente en el comportamiento drenado v/s no drenado, y además, del comportamiento contractivo v/s dilatante basado en el comportamiento de las arenas (según parámetro de estado, i.e. $\psi = -0,05$) y para el las arcillas (según $OCR=4$).

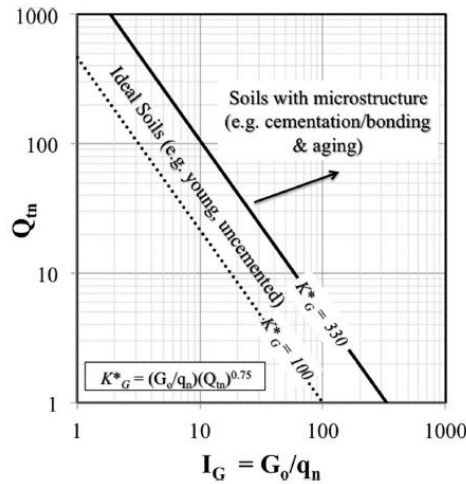


Figura 3-10: Gráfica Q_{tn} - I_G para la identificación de suelos con una componente microestructural considerable. Fuente: Robertson, 2016.

Robertson (2010) indicó que las historias de casos de licuefacción de flujo mostraron que el límite sugerido (representado por $CD = 70$ en la Figura 3-11) es ligeramente conservador (es decir, los suelos con algunos datos con valores de Q_{tn} ligeramente más bajos podrían ser dilatantes a deformaciones más grandes).

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0.06F_r) \quad (8)$$

$$I_B = 100 * \frac{Q_{tn} + 10}{Q_{tn}F_r + 70} \quad (9)$$

Para $CD > 70$, es probable que los suelos sean dilatantes a grandes deformaciones de corte, como se muestra en la Figura 3-11. La ecuación (8) es una relación de ajuste simplificada para capturar la forma generalizada del límite contractivo-dilatante en el gráfico Q_{tn} - F_r . La Figura 3-11 también incluye los límites SBTn originales (líneas discontinuas) sugeridos por Robertson (1990) para comparar y conservar la agrupación original basada en descripciones de características físicas (e.g. comportamiento de arena o arcilla). Debido a que la Figura 3-11 muestra descripciones y límites basados en el comportamiento, se aplica principalmente a suelos que tienen poca o ninguna microestructura.

Por otro lado, el límite entre las zonas 4 (mezclas de limo) y 5 (mezclas de arena) del SBTn original (Robertson 1990) es el límite aproximado entre suelos que tienen un comportamiento más arcilloso o más arenoso, este límite se puede aproximar mediante $I_c=2,6$ (Figura 3-8). Sin embargo, la forma circular simple de I_c no siempre se ajusta bien al límite original, a excepción de suelos predominantemente jóvenes no cementados, principalmente normalmente consolidados, como lo sugieren Robertson y Wride (1998). Este límite, Robertson (2016) modifica su representación a través de I_B donde este se grafica en la Figura 3-11, donde el $I_B = 32$ representa el límite inferior para la mayoría de los suelos ideales (sin microestructura) arenosos, el cual es similar al límite original entre las zonas 4 y 5 de SBTn para suelos normalmente consolidados. El límite representado por $I_B = 22$ representa el límite superior para la mayoría de los suelos arcillosos ideales y es similar al límite original entre las zonas 3 y 4 de SBTn para suelos normalmente consolidados. En particular el $I_B=22$ representa el límite superior para la mayoría de los suelos de comportamiento arcilloso, donde corresponde aproximadamente a un índice de plasticidad (IP) de 18% en suelos ideales de grano fino.

En base a estos dos criterios límites (i.e. drenaje y dilatancia) se tiene que la condición de comportamiento drenado está limitado por el $I_B=32$ e $I_B=22$ para el límite superior e inferior respectivamente, definiendo una zona de transición entre estas curvas y de dilatancia se está limitado conservadoramente a través de la curva $CD=70$. Con esto es posible identificar 7 zonas respecto a su comportamiento asociado al drenaje y dilatancia. Estas zonas identificadas por sus siglas en inglés como CCS correspondiente a Arcillas contractivas sensitivas, CC a Arcillas contractivas, CD a Arcillas dilatantes, TC a suelos de drenaje transicional contractivos, TD a suelos de drenaje transicional

dilatantes, SC a Arenas contractivas y finalmente SD a Arenas dilatantes, las que se grafican a continuación en la Figura 3-11.

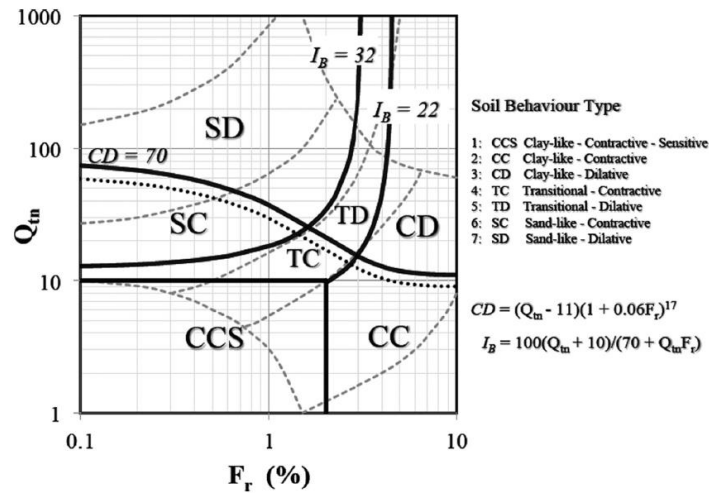


Figura 3-11: SBTn para suelos sin presencia de microestructura. Fuente: Robertson, 2016.

Para los suelos en que la componente microestructural debe ser considerada, i.e. $K_G^* > 330$, Robertson (2016), propone una modificación a la propuesta de Schneider (2008), i.e. la gráfica que correlaciona la resistencia de punta normalizada (Q_{tn}) y el exceso de presión de poro (Δu_2) normalizado por el esfuerzo efectivo vertical (σ'_{v0}).

Por lo señalado anteriormente, el avance en el conocimiento de los últimos 60 años asociado al ensayo CPT y sus modificaciones en cuanto a la medición de la presión de poro y la componente sísmica para la medición de la velocidad de onda de corte (V_s) y velocidad de onda de compresión (V_p) ha sido considerable para sus aplicaciones en el diseño de fundaciones y evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción mediante el ensayo CPT, el cual hoy por hoy, resulta en un ensayo rápido y económico, que entrega mucho más información que el ensayo SPT ampliamente conocido y realizado en todo el mundo. No obstante, aún existe incertidumbre para las distintas correlaciones a partir de la medición de presión de poro que implican la verificación de resultados mediante la obtención de núcleos inalterados, especialmente asociados a la zona de transición ($22 < I_B < 32$ según Robertson, 2016), donde muchas veces estas muestras inalteradas pueden llegar a ser imposible su obtención en especial para estratos de arenas poco litificadas. Es por ello que aún queda mucho por desarrollar para el análisis de estructuras geotécnicas a partir del ensayo CPT y sus derivaciones CPTu y SCPTu.

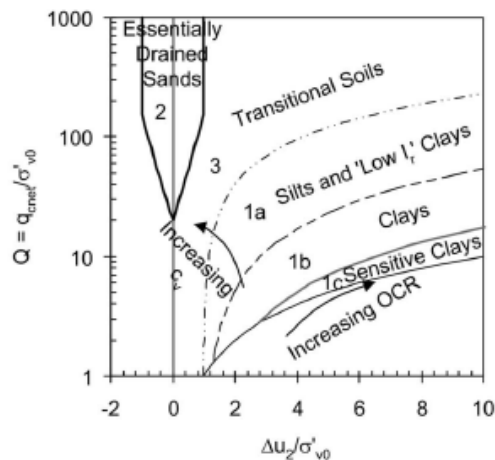


Figura 3-12: SBT propuesto por Schneider para suelos con presencia de microestructura. Fuente: Schneider, 2008.

3.3 Evaluación de parámetros mediante ensayo CPTu

Para la evaluación de los parámetros resistentes del suelo, hay que tener claridad respecto de la incidencia de la presión de poro de agua en la resistencia a la penetración por punta y en la resistencia por fricción en el manguito. Este efecto está ligado a la diferencia de área en la zona entre la parte posterior a la punta cónica y la parte posterior al manguito de fricción. En arcillas blandas y limos cobra especial relevancia, por lo que la resistencia de punta (q_c) debe ser corregida:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (10)$$

Donde

a Relación de área neta, determinada en ensayos de calibración de laboratorio, con valores típicos entre 0,5 y 0,85.

Como es de esperar, en los suelos que presentan un comportamiento drenado, como las arenas limpias y suelos granulares (sand like), el valor de q_t tiende a igualarse con q_c ($q_t = q_c$), por lo tanto, la corrección en suelos drenados no es primordial. Sin embargo, en suelos arcillosos (clay like) las presiones intersticiales que se generan (exceso de presión de poro) pueden ser muy significativas, del orden de 20 al 70% en algunos casos. De forma similar, es posible realizar la corrección al manguito de fricción:

$$f_t = f_s + (u_2 A_{sb} - u_3 A_{st}) / A_s \quad (11)$$

Donde:

f_s Fricción del manguito medida;

u_2 Presión de poro de agua en la base del manguito de fricción;

u_3 Presión de poro de agua en la parte superior del manguito de fricción;

A_s Área superficial del manguito de fricción;

A_{sb} Área de sección transversal en la base del manguito de fricción; y

A_{st} Área de sección transversal en la parte superior del manguito de fricción

Realizado este alcance, normalmente, en los conos que siguen la línea de desarrollo ASTM, la diferencia de área en el manguito es despreciable ($A_{sb} = A_{st}$), por lo que no es necesaria la corrección para conos de 10 [cm²] de área.

Si bien existen numerosas correlaciones para determinar los distintos parámetros geotécnicos a partir de ensayos CPTu, estas correlaciones poseen cierta variabilidad en algunos tipos de suelos, y por consiguiente una aplicabilidad discutible. Aunque con el desarrollo de los equipos de ensayo CPT y su complemento con medición de presión de poro (CPTu), han posibilitado la aplicabilidad de evaluación de ciertos parámetros, aún es discutible la medida de asertividad en esta estimación. Por otro lado, la variación del piezocono mediante la implementación de un módulo sísmico (SCPTu) ha posibilitado la estimación de variables como módulo de elasticidad (E), módulo de corte (G) y módulo de corte máximo (G_0). En la Tabla 3-4 se presenta el grado de aplicabilidad de los distintos parámetros geotécnicos del suelo evaluados mediante ensayos SCPTu, donde se le asigna un valor de 1 para una alta fiabilidad y un valor de 5 para una nula fiabilidad de la estimación.

Tabla 3-4: Aplicabilidad en la estimación de parámetros geotécnicos mediante ensayos SCPTu. Fuente:

Modificado de Robertson (2010).

Tipo de Suelo	D_r	ψ	K_0	OCR	S_t	S_u	Φ'	E, G	M	G_0	K	c_h
Arenas	2-3	2-3	5	5			2-3	2-3	2-3	2-3	3-4	3-4
Arcillas			2	1	2	1-2	4	2-4	2-3	2-4	2-3	2-3

Donde:

D_r	Densidad relativa	E, G	Módulo de Young y módulo de corte
Ψ	Parámetro de estado	M	Compresibilidad
K_0	Razón de esfuerzos	G_0	Módulo de corte a pequeñas deformaciones (máximo)
OCR	Grado de sobreconsolidación	K	Permeabilidad
S_t	Sensitividad	c_h	Razón de consolidación
S_u	Resistencia al corte no drenado		
Φ'	Angulo de fricción al peak		

A continuación, se presentarán los parámetros más relevantes para la evaluación de propiedades geotécnicas a partir de la data registrada en los ensayos CPTu.

3.3.1 Densidad

Según Robertson y Cabal (2010), es posible estimar la densidad como función de R_f , q_t y G_s , como se presenta a continuación:

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = \left(0.27 * \log R_f + 0.36 * \log \frac{q_t}{p_a} + 1.236 \right) * \frac{G_s}{2.65} \quad (12)$$

Donde:

γ	Densidad del suelo;
γ_w	Densidad del agua;
G_s	Peso específico del suelo; y
$R_f = \frac{f_s}{q_t} * 100\%$	Razón de Fricción.

Como se puede apreciar la relación presentada en la ecuación número (12, como el valor del peso específico comúnmente es cercano a 2,65, la relación $\frac{G_s}{2.65}$ tiende a ser cercana o igual a 1 ($\frac{G_s}{2.65} \approx 1$).

Por otro lado, Mayne (2014), propuso una nueva estimación de la densidad de los suelos a partir de la resistencia de fuste. Este método propuesto, no es aplicable para suelos orgánicos, turbas o suelos sensitivos, tal como se presenta en la Figura 3-13, donde para la regresión utilizada no se consideraron este tipo de suelos.

Luego la estimación de la densidad del suelo queda determinada por la ecuación (13).

$$\gamma = \gamma_w * \left[1.22 + 0.15 * \ln \left(100 * \frac{f_s}{\sigma_{atm}} + 0.01 \right) \right] \quad (13)$$

No obstante, dado que, en la presente investigación los materiales analizados (relaves) se alejan de los valores tradicionales del peso específico de los suelos (≈ 2.65), para el análisis se considerará la ecuación (12).

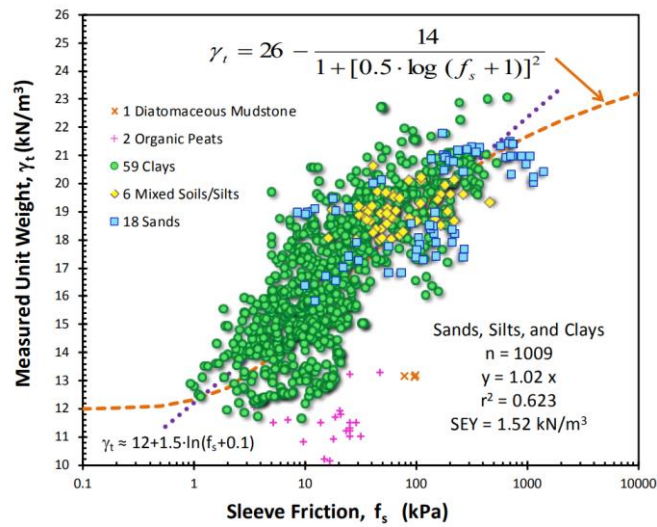


Figura 3-13: Densidad (peso unitario) de los suelos a partir de la resistencia a fricción f_s .

Fuente: Mayne, 2014.

3.3.2 Razón de sobreconsolidación (OCR)

La razón de sobreconsolidación (OCR por sus siglas en inglés), está definida como la razón entre el esfuerzo efectivo máximo al que fue sometido un suelo en el pasado y el esfuerzo efectivo de sobre carga en el presente ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$). No obstante, para suelos cementados o envejecidos el OCR puede ser representado por la razón entre el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo efectivo de sobrecarga en el presente, sin embargo, la razón de fluencia (YSR por sus siglas en inglés), también dependerá de la dirección y tipo de carga, donde para arcillas sobre consolidadas se tiene que:

$$\left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{OC} = \left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NC} \times OCR^{0.8} \quad (14)$$

Considerando lo anterior, Robertson (2009), determina la razón de sobreconsolidación a partir de la resistencia de punta normalizada (Q_t), según la siguiente expresión:

$$OCR = 0.25 \times Q_t^{1.25} \quad (15)$$

Por otro lado, Mayne (2015), registró una tendencia para la determinación de la razón de sobre consolidación a partir de la resistencia de punta y el tipo de suelo, como se aprecia en la Figura 3-14, donde se aprecia una diferenciación del OCR de los suelos a partir de la resistencia de punta neta ($q_t - \sigma'_{v0}$):

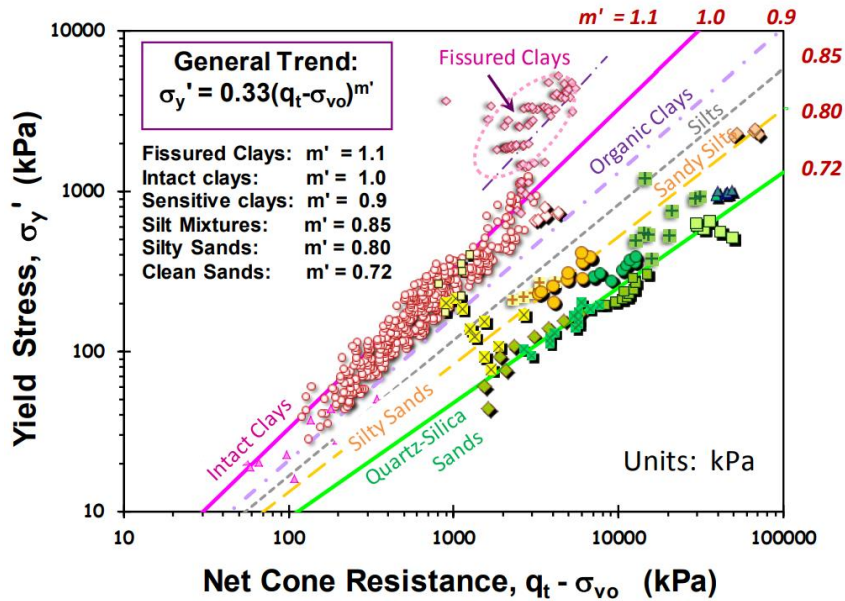


Figura 3-14: Evaluación del esfuerzo de fluencia o esfuerzo de preconsolidación en suelos a partir de ensayo CPT. Fuente: Mayne, 2014.

Para esta tendencia del OCR respecto del tipo de suelo, Mayne (Mayne, 2014) propuso una corrección (m') a través de un factor de corrección que depende del tipo de suelo, donde adquiere una magnitud de 0,72 para arenas y 1,0 para arcillas inalteradas (Figura 3-15).

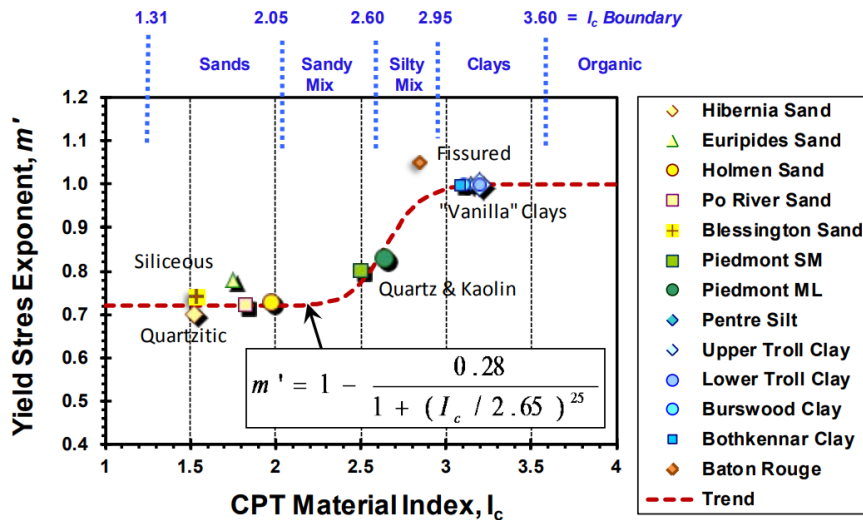


Figura 3-15: Factor de corrección m' en términos del índice de comportamiento del suelo.

Fuente: Mayne, 2014.

Con ello, Mayne (2015), propone las siguientes expresiones para la determinación del OCR a través de la resistencia de punta (q_t) y el índice de comportamiento de los suelos (I_c):

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (16)$$

$$m' = 1 - \frac{0.28}{1 + (I_c / 2.65)^{25}}$$

$$\sigma'_p = 0.33 \times (q_t - \sigma'_{v0})^{m'} \times \left(\frac{p_a}{100}\right)^{1-m'}$$

Donde:

σ'_p Esfuerzo de preconsolidación.

Aunque la expresión de Robertson (2009), representa el esfuerzo de sobreconsolidación del suelo simplemente a través de la resistencia de punta, no considera el tipo de suelo asociado para su cálculo, siendo un aspecto relevante al momento de su cálculo. Por el contrario, Mayne (2015), utiliza directamente el índice de clasificación por comportamiento del suelo, utilizando indirectamente la resistencia por fuste y a su vez, la normalización por confinamiento de los parámetros utilizados.

3.3.3 Densidad Relativa

Si bien el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales granulares no es posible representarlo solo a partir de la densidad relativa, históricamente la densidad relativa (DR) ha sido utilizada como parámetro para describir los depósitos de arenas. Por otro lado, si bien la densidad relativa está asociada a la determinación de la relación de vacíos máxima y mínima en suelos granulares, numerosos investigadores han logrado representar la densidad relativa a través del ensayo de penetración de cono, utilizando para ello cámaras de calibración.

La compresibilidad de las arenas está controlada por las características del grano, tales como la forma, tamaño y la mineralogía del mismo. Las arenas angulares tienden a ser más compresibles que las arenas redondeadas, del mismo modo que las arenas con alto contenido de micas y/o carbonatos, en comparación con arenas de cuarzo limpias. Teniendo en cuenta lo anterior, las arenas más compresibles tienden a entregar una menor resistencia a la penetración que las arenas menos compresibles para una densidad relativa dada.

Considerando lo antes mencionado, Bladi et al. (1986), Kulhawy et al. (1990) y Jamiolkowski et al. (2001), son algunos de los investigadores que han propuesto expresiones para determinar la densidad relativa a partir del ensayo de penetración de cono (CPT), los que se presentan a continuación:

- i. Baldi, Jamiolkowski, & Lo Presti (1989)

A partir de una extensa campaña de ensayos de cámara de calibración utilizando arenas de Ticino, Baldi et al. (1989) lograron estimar la densidad relativa a partir de la resistencia de punta (q_c) del ensayo CPT, según la expresión que se presenta a continuación:

$$D_r = \frac{1}{C_2} \ln \left(\frac{Q_{cn}}{C_0} \right) \quad (17)$$
$$Q_{cn} = \frac{q_c/p_a}{\left(\sigma'_{v0}/p_a \right)^{0.5}}$$

Donde:

C_0, C_2 Son constantes del suelo, usualmente para suelos con moderada compresibilidad, normalmente consolidados, no cementados se obtienen valores de $C_0 \approx 15.7$ y $C_2 \approx 2.41$

Q_{cn} Resistencia de punta corregida por sobrecarga, (similar a Q_{tn})

σ'_{v0} Esfuerzo efectivo vertical

p_a Presión de referencia (100 kPa)

q_c Resistencia de punta

- ii. Kulhawy y Mayne (1990)

Por otro lado, Kulhawy y Mayne, propusieron una estimación de la densidad relativa a partir de la resistencia de punta (Q_{cn}), OCR y la edad estimada del suelo según la ecuación (18, que se presenta a continuación:

$$D_r = \frac{Q_{cn}}{305 \times Q_c \times Q_{OCR} \times Q_a} \quad (18)$$

$$Q_{OCR} = OCR^{0.18}$$

$$Q_a = 1.2 + 0.05 \times \log\left(\frac{t}{100}\right)$$

Donde:

- Q_c Factor de compresibilidad que varía entre 0.9 y 1.1
 Q_{OCR} Factor de sobreconsolidación
 Q_a Factor de envejecimiento
 t Tiempo en años

Sin embargo, para la mayoría de las arenas jóvenes, limpias, no cementadas es posible simplificar la ecuación (18), según se presenta a continuación:

$$D_r = \frac{Q_{tn}}{350} \quad (19)$$

iii. Jamiolkowski, LoPresti, & Manassero (2001)

Finalmente, Jamiolkowski et al. lograron simplificar la ecuación propuesta años anteriores (ecuación (18), pudiéndose determinar la densidad relativa del suelo a partir de la resistencia de punta corregida por el esfuerzo efectivo vertical, lo anterior considerando un total de 456 ensayos de cámara de calibración, según se presenta en la Figura 3-16 y con ello se propone la expresión presentada en la ecuación (20) a continuación:

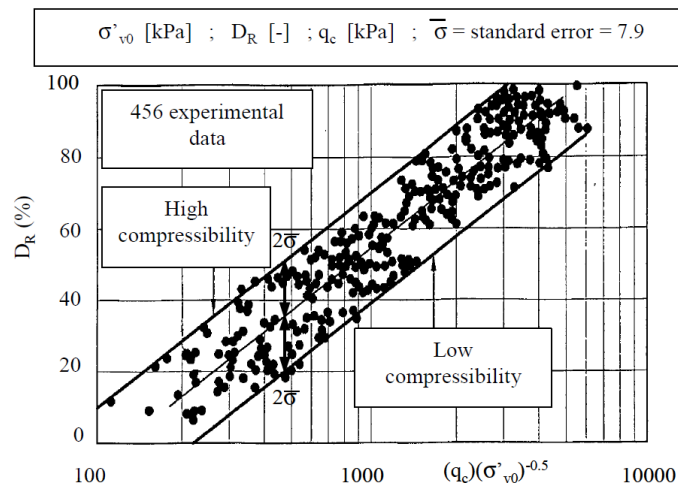


Figura 3-16: Correlación experimental D_r , q_c y σ'_{v0} para 456 arenas con distinta compresibilidad.

Fuente: Jamiolkowski, LoPresti, & Manassero, 2001.

$$D_r = 0.268 \times \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}{}^{0.5}}\right) - 1.292 \quad (20)$$

Es claro que, para la determinación de la densidad relativa, resulta más eficiente la determinación de su magnitud a través de las ecuaciones (19) y (20), ya que ambas formulaciones solo requieren la para su cálculo la determinación de la resistencia por punta y la corrección respectiva por confinamiento.

3.3.4 Permeabilidad

Para la estimación de la permeabilidad o conductividad hidráulica, existen tres enfoques. El primer enfoque, analiza la permeabilidad de forma más cualitativa, entregando bandas de conductividad hidráulica según la clasificación del suelo a través del SBT o SBTn propuestos por Robertson. El

segundo enfoque, determina cuantitativamente la permeabilidad a través del índice de comportamiento del suelo (I_c). Mientras que el tercero, determina cuantitativamente la permeabilidad a partir del ensayo de disipación de CPTu.

En cuanto al primer enfoque, Lunne et al. (1997) y posteriormente Robertson (2010c), propusieron bandas de conductividad hidráulica para los distintos tipos de comportamiento del suelo frente a la penetración de cono, lo anterior al comparar la permeabilidad de los suelos y la data no normalizada (SBT) y la data normalizada (SBTn) obtenida a partir de la clasificación de Robertson de 1990 y 2010. Las bandas de permeabilidad se presentan en la Tabla 3-5 y Tabla 3-6 para SBT y SBTn respectivamente.

Para el segundo enfoque, Robertson (2010) propone la estimación del coeficiente de permeabilidad a partir del índice de comportamiento de los suelos (I_c). Este índice, representa un parámetro del comportamiento mecánico del suelo producido ante la penetración de cono, por lo que es de esperar que, para suelos tradicionales, la evaluación del coeficiente de permeabilidad de mismo pudiese ser bien representada, no obstante sólo debiese ser utilizada como una guía aproximada de la misma. La ventaja de utilizar esta evaluación de la conductividad hidráulica es que es posible determinar el coeficiente de permeabilidad asociado al perfil completo de penetración, y no solo como un punto en el espacio de penetración. La evaluación del coeficiente de permeabilidad a partir del índice de clasificación del suelo se presenta a continuación en la ecuación (21):

$$\begin{aligned} \text{Si } 1.0 < I_c \leq 3.27 & \quad k = 10^{0.952 - 3.04I_c} & (21) \\ \text{Si } 3.27 < I_c < 4.0 & \quad k = 10^{-0.452 - 1.37I_c} \end{aligned}$$

Donde:

k Coeficiente de permeabilidad en m/s

Tabla 3-5: Estimación de la conductividad hidráulica (coeficiente de permeabilidad) a partir de la clasificación según comportamiento no normalizado (SBT). Fuente: Lunne et al. (1997).

Zona SBT	Tipo de comportamiento del suelo	Rango de k (m/s)
1	Suelo fino sensible	$3 \times 10^{-9} - 3 \times 10^{-8}$
2	Suelos orgánicos	$1 \times 10^{-8} - 1 \times 6$
3	Arcilla	$1 \times 10^{-10} - 1 \times 10^{-9}$
4	Arcilla limosa a Arcilla	$1 \times 10^{-9} - 1 \times 10^{-8}$
5	Limo arcilloso a Arcilla limosa	$1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-7}$
6	Limo arenoso a Limo arcilloso	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-6}$
7	Arena limosa a Limo arenoso	$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-6}$
8	Arena a Arena limosa	$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-4}$
9	Arena	$1 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-3}$
10	Arena gravosa a Arena densa	$1 \times 10^{-3} - 1$
11	Suelo fino muy rígido	$1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-6}$
12	Arena muy rígida a Arena arcillosa	$3 \times 10^{-7} - 3 \times 10^{-4}$

Tabla 3-6: Estimación de la conductividad hidráulica (coeficiente de permeabilidad) a partir de la clasificación según comportamiento no normalizado (SBT). Fuente: Robertson (2010).

Zona SBT	Tipo de comportamiento del suelo	Rango de k (m/s)	I_c (SBTn)
1	Suelo fino sensible	$3 \times 10^{-10} - 3 \times 10^{-8}$	NA
2	Suelos orgánicos a Arcilla	$1 \times 10^{-10} - 1 \times 10^{-8}$	$I_c > 3.60$
3	Arcilla	$1 \times 10^{-10} - 1 \times 10^{-9}$	$2.95 < I_c < 3.60$
4	Mezclas de limo	$3 \times 10^{-9} - 1 \times 10^{-7}$	$2.60 < I_c < 2.95$
5	Mezclas de arena	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$	$2.05 < I_c < 2.60$
6	Arena	$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-3}$	$1.31 < I_c < 2.05$
7	Arena gravosa a Arena densa	$1 \times 10^{-3} - 1$	$I_c < 1.31$
8	Arena muy rígida a Arena arcillosa	$1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-3}$	NA
9	Suelo fino muy rígido	$1 \times 10^{-9} - 1 \times 10^{-7}$	NA

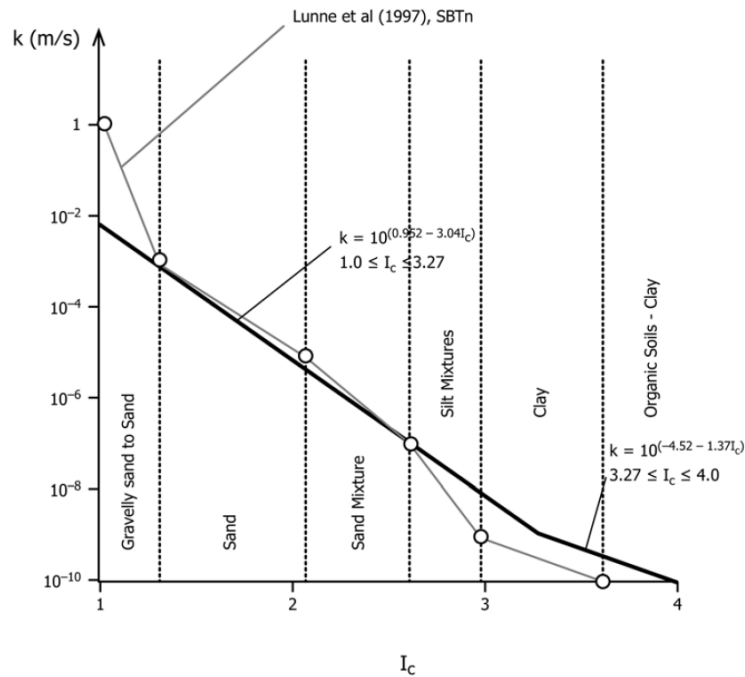


Figura 3-17: Estimación de la permeabilidad a partir del índice de clasificación del suelo de Robertson.

Fuente: Robertson, 2010.

Finalmente, el tercer enfoque, determina la conductividad hidráulica del suelo a través del ensayo de disipación del ensayo CPTu. Esta evaluación de la conductividad hidráulica asocia el coeficiente de permeabilidad con el tiempo necesario para que se disipe el 50% del exceso de presión de poro (T_{50}) producido al momento de la hincada del piezocono (CPTu). Perez y Fouriel (1988) y Mayne (2017) son algunos de los autores que han propuesto una evaluación del coeficiente de permeabilidad, donde Mayne propone que en la medida que aumente el tiempo necesario para que la disipación del exceso de presión de poro producto de la penetración del piezocono (CPTu) el coeficiente de permeabilidad disminuya (Figura 3-18).

Cuantitativamente, Mayne logró estimar esta relación a través de la ecuación (22) a continuación:

$$\text{Si } 1.0 < I_c \leq 3.27 \quad k \approx \left(\frac{1}{251 t_{50}} \right)^{1.25} \quad (22)$$

Donde:

k Coeficiente de permeabilidad en cm/s

t_{50} Tiempo necesario para que se disipe el 50% del exceso de presión de poro en el ensayo de disipación en segundos.

La desventaja de este método es que solo es posible determinar el coeficiente de permeabilidad puntualmente, a diferencia del segundo enfoque. Otra desventaja, es que para suelos muy finos, como las arcilla, el tiempo necesario para que se logre disipar el 50% del exceso de presión de poro puede ser muy elevado, por lo que puede ser económicamente inviable su determinación.

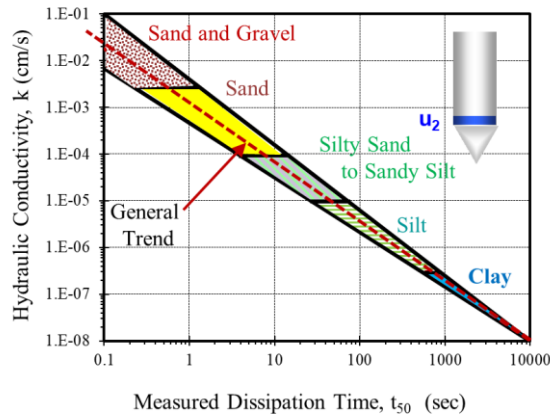


Figura 3-18: Conductividad hidráulica (permeabilidad) a partir de la disipación del 50% del exceso de presión de poro. Fuente: Mayne, 2017.

3.3.5 Equivalente en arena limpia

Por lo general, se realiza una corrección para determinar una resistencia a la penetración en arena limpia equivalente en función de las características del grano, como el contenido de finos, aunque las correcciones se deben a algo más que el contenido de finos y están influenciadas por la plasticidad de los mismos finos. Lo anterior se realiza debido a la influencia que existe aún para los ensayos CPT a partir de los ensayos SPT.

Una de las razones del uso continuado del SPT ha sido la necesidad de obtener una muestra de suelo para determinar el contenido de finos del suelo. Sin embargo, esto ha sido contrarrestado por la repetibilidad generalmente pobre de los datos SPT. Por lo que la contribución del ensayo CPT (y por supuesto CPTu) es la posibilidad de estimar las características de comportamiento directamente desde el ensayo. Por ello, Robertson y Wride (1998) sugieren estimar una resistencia a la penetración de un cono de arena limpia equivalente, $(Q_{tn})_{cs}$ utilizando la siguiente expresión:

$$(Q_{tn})_{cs} = K_c Q_{tn} \quad (23)$$

Donde:

K_c Factor de corrección por comportamiento del suelo ($I_{c,R}$).

Robertson y Wride (1998) sugieren estimar las características del comportamiento utilizando el gráfico de comportamiento del suelo normalizado (SBTn) de Robertson (1990) y el índice de tipo de comportamiento del suelo, I_c , a partir de Q_{tn} , según la ecuación (3) antes presentada.

El tipo de gráfico de comportamiento del suelo de Robertson (1990) utilizó una resistencia de penetración de cono normalizada (Q_t) basada en un exponente de tensión lineal simple de $n = 1,0$, mientras que el gráfico recomendado para efectos estimación del ángulo de fricción o de susceptibilidad a la licuefacción es recomendable utilizar una resistencia de penetración de cono normalizado (Q_{tn}) basado en un exponente de tensión variable presentado anteriormente en la ecuación (7).

Considerando lo anterior, Robertson y Wride (1998) recomiendan utilizar el factor de corrección para arenas limpias a partir del I_c , según se presenta en la ecuación (24) y (25) a continuación:

$$K_c = 1 \quad ; \quad \text{si } I_c \geq 1.64 \quad (24)$$

$$K_c = 5.581I_c^3 - 0.403I_c^4 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad ; \quad \text{si } I_c < 1.64 \quad (25)$$

No obstante, Robertson (2020) propone una nueva estimación para la resistencia de punta normalizada equivalente a arenas limpias, donde esta permite ajustarse de una mejor forma para los suelos con comportamiento de transición según el SBTn de Robertson (2016).

$$K_c = 15 - \frac{14}{1 + (I_c/2.95)^{11}} \quad (26)$$

La propuesta, al igual que la realizada por Robertson et al. (1998) está basada en el I_c , y solo es aplicable para suelos con $I_c < 3.0$, dado que el comportamiento para mayores I_c , es decir, para suelos con comportamiento arcilloso, dado que para estos materiales el análisis a partir de $(Q_{tn})_{cs}$ no es correcto y deberían ser analizados a partir de la resistencia por fuste, como lo es para el caso de la evaluación de la resistencia de corte remoldeada para suelos cohesivos que se tratará más adelante.

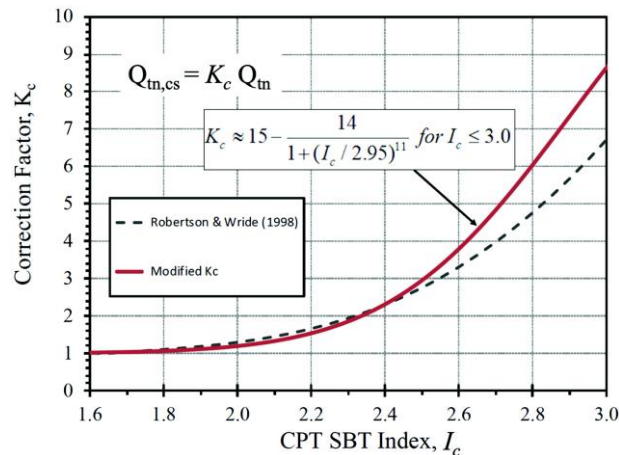


Figura 3-19: Comparación para la estimación del factor de corrección para arenas limpias K_c . Fuente: Robertson, 2020.

Sin embargo, este factor de corrección, K_c , es aproximado ya que el CPT responde a muchos factores, como la plasticidad del suelo, el contenido de finos, la mineralogía, la sensibilidad del suelo, la edad y el historial de tensiones. Pese a ello, en general, estos mismos factores influyen en los efectos de la estimación del ángulo de fricción y susceptibilidad a la licuefacción de manera similar. Por otro lado, se debe tener especial cuidado al aplicar la relación a arenas que se ubican en la región definida por $1.64 < I_c < 2.36$ y $F < 0.5\%$ para no confundir arenas limpias muy sueltas con arenas que contienen finos. En esta zona, se sugiere configurar $K_c = 1.0$.

3.3.6 Ángulo de fricción interno

Como es sabido, el ángulo de fricción interno es uno de los parámetros más importantes en la determinación de la resistencia al corte para suelos granulares no cementados. Es por ello, que es de interés su determinación a partir del ensayo de penetración de cono (CPT). Sin embargo, su determinación, no es trivial, por lo que su análisis comúnmente es separado según el tipo de comportamiento de los suelos, como lo es para las arenas y las arcillas.

i. Arenas

Jefferies y Been (2006), propuso determinar el ángulo efectivo de fricción interna a partir del parámetro de estado (ψ), definido más tarde en el punto 3.3.13, como se presenta en la ecuación (27) a continuación, en la que representa la tendencia lineal entre la relación del parámetro de estado y el ángulo de fricción interno (Figura 3-20):

$$\phi' = \phi'_{cv} - 48 \psi \quad (27)$$

Donde:

ϕ' Ángulo efectivo de fricción interna peak

ϕ'_{cv} Ángulo efectivo de fricción interna en estado crítico, puede variar desde 33° a 40° .

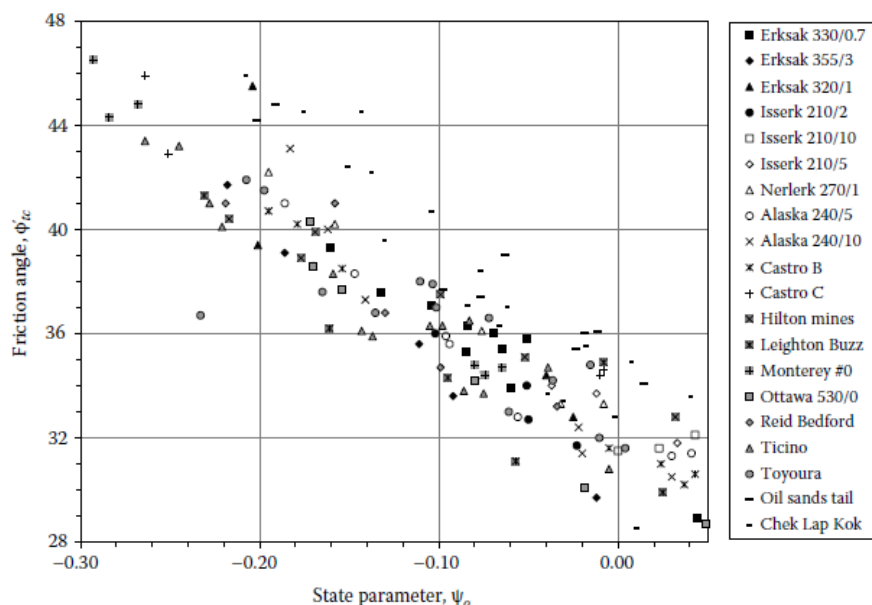


Figura 3-20: Ángulo de fricción interno peak en ensayos triaxiales convencionales drenados. Fuente: Jefferies y Been, 2006.

De manera similar a Jefferies y Been (2006), Robertson (2015) realiza el mismo análisis para la determinación del ángulo efectivo de fricción interna a partir del parámetro de estado, el cual según investigaciones previas del mismo autor, propone la estimación del parámetro de estado a partir de la resistencia de punta del ensayo CPT corregido por contenido de finos ($Q_{tn,cs}$), presentado en el punto 3.3.13, con ello se obtiene la siguiente ecuación:

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15.84 \log Q_{tn,cs} - 48 \psi \quad (28)$$

Donde:

$Q_{tn,cs}$ Resistencia de punta en ensayo CPTu corregido por contenido de finos (clean sand)

ii. Finos

Ouyang y Mayne (2006) propuso que es posible estimar el ángulo de fricción interna para suelos finos normal y ligeramente consolidados según la ecuación presentada a continuación:

$$\phi' = 29.5 \times B_q^{0.121} \times (0.256 + 0.336 \times B_q + \log Q_t) \quad (29)$$

$$20^\circ \leq \phi' \leq 40^\circ$$

$$0.1 \leq B_q \leq 1.0$$

Sin embargo, para suelos muy sobreconsolidados, geomateriales fisurados y arcillas altamente cementadas o estructuradas, lo antes presentado no proporcionará resultados confiables y debe determinarse mediante pruebas de laboratorio en muestras inalteradas. El enfoque anterior solo es válido cuando se registran presiones intersticiales positivas (u_2) (es decir, $B_q > 0,1$).

3.3.7 Perfil equivalente SPT (N_{60})

Dado que el ensayo de penetración estándar es el ensayo más comúnmente realizado de los ensayos in-situ en muchas partes del mundo, y en particular en Chile, es de interés tener conocimiento de la relación entre estos dos ensayos (SPT y CPT). Sin ir más lejos, dada la afinidad que existe con los valores del ensayo SPT, es común entre los operadores de equipos CPT analizar el ensayo en tiempo real a través de la correlación asociada a los ensayos SPT, de ahí la importancia en la evaluación del perfil equivalente al ensayo SPT (N_{60}).

Existen muchos factores que afectan los resultados del ensayo SPT, como por ejemplo el método de perforación, el tamaño del pozo, el tipo de muestreador, longitud de la sarta de barras y por supuesto la eficiencia energética del sistema de golpeo. Este último, es uno de los factores más significativos en el ensayo de SPT, donde normalmente se corrige por la relación de eficiencia energética (ETR o Energy Transfer Ratio). En general, es común referirse al valor de referencia del ensayo SPT expresando los resultados del ensayo referidos al 60% de eficiencia, que representa la energía promedio antes de los dispositivos de golpeo automáticos. Todos los factores mencionados anteriormente, hacen que la variabilidad del ensayo SPT sea muy grande.

Existen numerosos estudios que correlacionan los valores obtenidos por parte del ensayo SPT con el ensayo CPT, sin embargo, existe una gran cantidad de ellos considera la razón de la resistencia por punta normalizada por la presión atmosférica y el valor del ensayo SPT referido al 60% de eficiencia (N_{60}). Ejemplos de ellos son las propuestas de Jefferies y Davis (1993) y la de Robertson (2012).

i. Jefferies y Davis (1993)

Los autores referidos propusieron una aplicación del índice de tipo de comportamiento del suelo (I_c) para vincular con la correlación CPT-SPT. El índice de comportamiento del suelo se puede ajustar con las relaciones CPT-SPT para dar la siguiente ecuación:

$$\frac{q_c/p_a}{N_{60}} = 8.5 \left(1 - \frac{I_{c,BJ}}{4.6} \right) \quad (30)$$

Los autores referidos sugirieron que el enfoque anterior logra proporcionar mejores estimaciones de los valores SPT (N_{60}) que la prueba SPT real debido a la pobre repetibilidad del ensayo SPT. En suelos de grano fino con alta sensibilidad, la relación anterior incluso puede sobreestimar el N_{60} equivalente como se aprecia en la Figura 3-21.

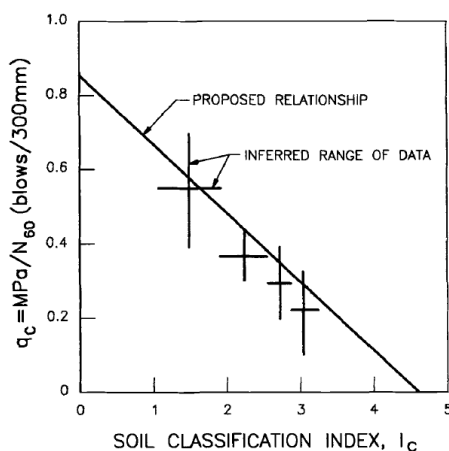


Figura 3-21: Correlación entre SPT y CPTu como función del índice de comportamiento del suelo (I_c).

Fuente: Jefferies y Davis (1993).

ii. Robertson (2012)

A partir de la propuesta de Jefferies y Davis (1993), Robertson plantea una nueva relación entre el ensayo SPT y el ensayo CPTu:

$$\frac{q_c/p_a}{N_{60}} = 8.5 \left(1 - \frac{I_{c,R}}{4.6} \right) \quad (31)$$

Al igual que para el caso anterior de Jefferies et al. (1993), la ecuación (31) proporciona valores de N_{60} ligeramente mayores, esta diferencia se acentúa para suelos finos con alta sensibilidad, por lo que la ecuación (31) puede sobreestimar el N_{60} equivalente, tal como se presenta en la Figura 3-22.

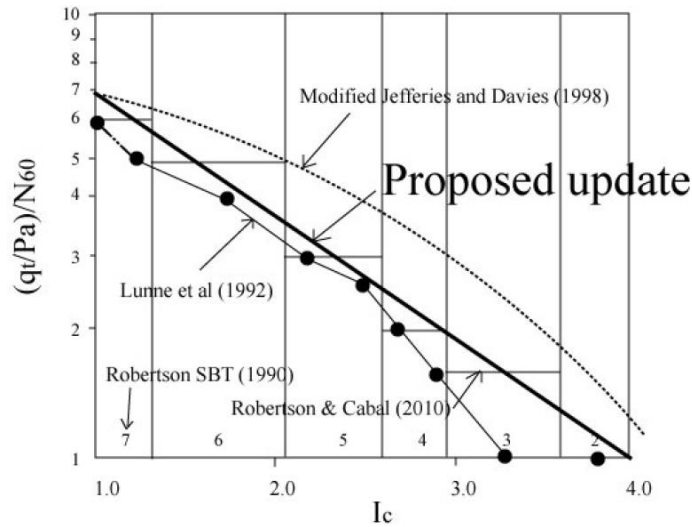


Figura 3-22: Correlación entre los ensayos SPT y CPT en términos de $\frac{q_c/p_a}{N_{60}}$ y CPT basados en el índice de comportamiento del suelo I_c . Fuente: Robertson, 2012.

3.3.8 Velocidad de onda de corte (V_s)

Al igual que para el caso del ensayo SPT, la medición de la velocidad de onda de corte es ampliamente conocida a nivel mundial, en particular en Chile es utilizada para la clasificación sísmica de los suelos requerida en la normativa vigente (Nch 433). Por lo que es de interés saber la relación que se pueda obtener entre ambas mediciones.

Para la obtención de la velocidad de onda de corte en profundidad a partir del ensayo CPT, Robertson (2015) propone las siguientes relaciones:

$$V_{s1} = V_s \times \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \quad (32)$$

$$V_s = \left[\alpha_{vs} \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{p_a} \right]^{0.5} \quad (33)$$

$$\alpha_{vs} = 10^{0.55 \times I_{c,R} + 1.68}$$

Donde:

V_{s1} Velocidad de onda de corte normalizada

V_s Velocidad de onda de corte

Esta relación de la velocidad de onda de corte normalizada por la profundidad es posible representarla a través del SBTn de Robertson, como se presenta en la Figura 3-23.

Dado que la velocidad de onda de corte es sensible a la envejecimiento y cementación de los suelos, debido al aumento de la rigidez que los depósitos más jóvenes. Por lo resulta de utilidad de tener conocimiento del perfil de velocidades de onda de corte es que a partir de ella se puede predecir la rigidez del suelo y con ello, proyectar a que profundidad es posible realizar la penetración de cono. No obstante, la naturaleza de la medición de la velocidad de onda de corte está asociada a pequeñas deformaciones del suelo, por lo que utilizar directamente esta relación es inapropiada y solo debe ser utilizada solo como una referencia.

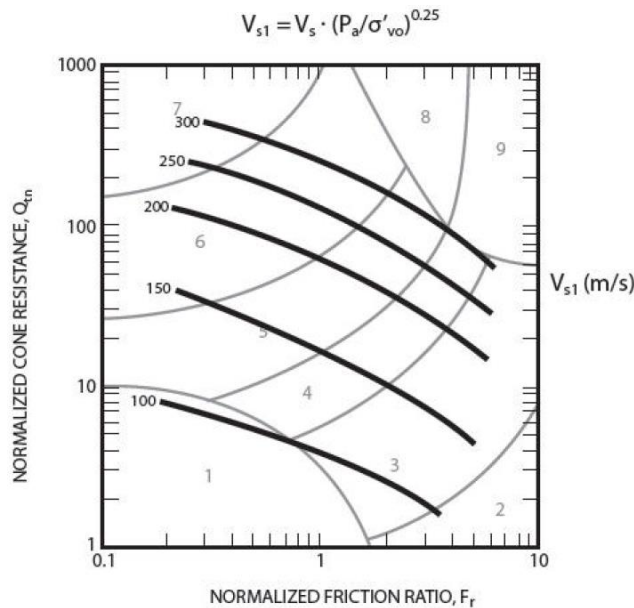


Figura 3-23: Evaluación de la velocidad de onda de corte normalizada (V_{s1}), a partir de suelos no cementados. Fuente: Robertson, 2015.

3.3.9 Módulo de Rigidez

Una de las mayores ventajas de tener implementado el módulo sísmico en un equipo CPT, es decir, un equipo SCPT, es la posibilidad de realizar mediciones usando el método down-hole durante las pausas del ensayo CPT (adiciones de barras), lo que resulta en un perfil continuo de la velocidad de onda de corte en profundidad. Teniendo las mediciones asociadas a la velocidad de onda de corte es posible determinar a través de la teoría de elasticidad, el módulo de corte de pequeñas deformaciones (G_0), el cual puede ser calculado mediante la ecuación (34):

$$G_0 = \rho \times V_s^2 \quad (34)$$

Donde:

ρ Densidad del suelo

G_0 Módulo de corte de pequeñas deformaciones ($\gamma < 10^{-4}\%$)

Adicionalmente, a partir del módulo de corte y la teoría de elasticidad, es posible obtener el módulo de Young, en este caso, asociado a pequeñas deformaciones:

$$E_0 = 2(1 + \nu)G_0 \quad (35)$$

Donde:

ν Módulo de Poisson, (tradicionalmente para suelos $0,1 < \nu < 0,3$)

Por su parte, la evaluación de la velocidad de onda de corte a través del módulo sísmico implementado al equipamiento de CPT (SCPT), puede ser utilizada para determinación del potencial de licuefacción, como se analizará en capítulos posteriores.

3.3.10 Compresibilidad

Diversos autores han propuesto formulaciones para la estimación de la compresibilidad a partir del ensayo CPT, algunos de ellos proponen que dichas estimaciones dependen del contenido de agua, del índice de plasticidad de los suelos, como también, de la resistencia de punta (q_c), como Meigh (1987) y Mayne (2001). Por otro lado, Robertson (2009), propone una simplificación al cálculo de la compresibilidad según se presenta en la ecuación (36), a continuación:

$$M = \alpha_M \times (q_t - \sigma_{v0}) \quad (36)$$

$$\alpha_M(\text{Suelos finos}) = \begin{cases} Q_{tn} & Q_t < 14 \\ 14 & Q_t > 14 \end{cases}$$

$$\alpha_M(\text{Suelos gruesos}) = 0.0188 \times [10^{0.55I_c + 1.68}]$$

Donde:

M Módulo de compresibilidad

Si bien la estimación de la compresibilidad drenada en una dirección puede ser estimada a partir del ensayo de penetración de cono, las estimaciones pueden mejorar si se adiciona información adicional como el índice de plasticidad o el contenido de humedad, donde α_M puede disminuir su magnitud en suelos orgánicos y en suelos con alto contenido de agua.

3.3.11 Consolidación

La velocidad a la que se producen los asentamientos en fundaciones o terraplenes, como también la disipación del exceso de presión intersticial, se controla mediante el coeficiente de consolidación (c_v). Este valor tiene usos relevantes, sobre todos en suelos finos con poca capacidad drenante, por lo que también es utilizado para el diseño de drenes, como lo son las mechas drenantes, que ayudan a mejorar el tiempo que requiere el suelo para su consolidación.

Existen diversos enfoques para la determinación de la consolidación. Uno de ellos es el planteado por Robertson (2015), en el cual, plantea el cálculo del coeficiente de consolidación a partir del módulo de compresibilidad, la permeabilidad y el peso unitario del agua. Dado que M se puede estimar para una amplia gama de suelos, este enfoque se puede aplicar a la gran mayoría de los suelos. Donde los valores del asentamiento total, se puede calcular sobre la suma de la profundidad total.

$$c_v = \frac{kM}{\gamma_w} \quad (37)$$

Donde:

M Módulo de compresibilidad

k Coeficiente de permeabilidad

γ_w Peso unitario del agua

Se debe tener especial cuidado al aplicar este enfoque para suelos ligeramente sobreconsolidados si la carga excederá significativamente σ_p . La experiencia demuestra que c_v puede ser muy variable debido a la no linealidad de la relación tensión-deformación, así como al cambio en la permeabilidad a medida que se comprimen los suelos.

Un segundo enfoque planteado por Burns y Mayne (2002), fue realizado a partir de los resultados de las pruebas de disipación del ensayo CPTu, que mide la velocidad con que la medición de la presión intersticial varía con el tiempo, con ello, es posible evaluar el perfil in situ de c_v . Esta evaluación fue realizada basándose en la teoría de expansión de cavidad y la teoría de estado crítico o SCE-CSSM por sus siglas en inglés, (Spherical Cavity Expansion and Critical State Soil Mechanics). Este estudio recomienda la evaluación de la consolidación a partir de la siguiente ecuación:

$$c_v = \frac{0.030 \times a_c^2 \times (I_R)^{0.75}}{t_{50}} \quad (38)$$

$$I_R = \frac{G}{s_u}$$

Donde:

a_c Radio del cono ($a_c = 1.78 [cm]$ para conos de $10 [cm^2]$ y $a_c = 2.20 [cm]$ para conos de $15 [cm^2]$)

I_R Índice de rigidez

t_{50} Tiempo necesario para la disipación del 50% de la presión de poros

3.3.12 Pendiente CSL en dominio $e-p'$, λ

La pendiente de la línea de estado crítico (CSL), como un parámetro descriptivo del comportamiento de los suelos, ha sido estudiada por numerosos investigadores, sin embargo, algunos de ellos han propuesto correlaciones para su evaluación a partir de ensayos CPTu, ejemplos de ello son los estudios realizados por Plewes en 1992 o Been y Jefferies en 1993, los cuales se presentan a continuación:

i. Plewes (1992):

$$\lambda_{10} = \frac{F_r}{10} \quad (39)$$

Donde:

F_r Razón de fricción normalizada, %

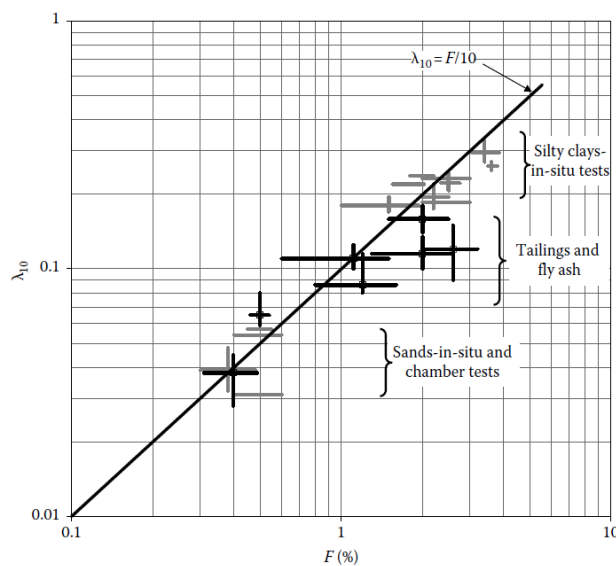


Figura 3-24: Relación entre λ_{10} y F_r propuesto por Plewes et al. (1992) con data adicional de Ried (2012).

Fuente: Jefferies y Been, 2016.

ii. Been y Jefferies (1992)

$$\frac{1}{\lambda} = 34 - 10 \cdot I_{c,BJ} \quad (40)$$

$$I_{c,BJ} = \sqrt{[3 - \log(Q \cdot (1 - B_q) + 1)]^2 + [1.5 + 1.3 \cdot \log(F_r)]^2} \quad (41)$$

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (42)$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (43)$$

Donde:

$I_{c,BJ}$ Índice de clasificación de Been y Jefferies

Q Tensión de cono normalizada por sobrecarga vertical

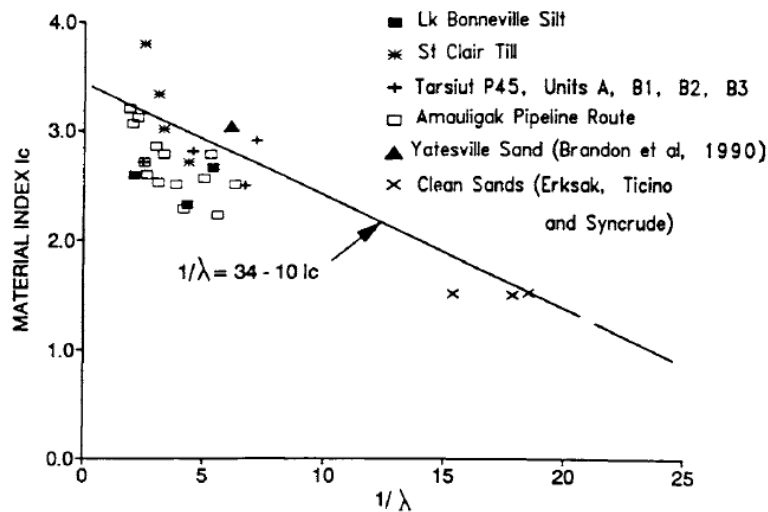


Figura 3-25: Pendiente CSL en dominio $e-p'$, λ , a partir del índice de clasificación del suelo de Been y Jefferies ($I_{c,BJ}$). Fuente: Been y Jefferies, 1993.

Como se puede apreciar, el enfoque de Plewes et al. (1992) difiere de Been y Jefferies (1993). En el caso de Plewes et al., una escala lineal entre λ_{10} y F_r se sugirió como una primera aproximación, y la Figura 3-24 muestra los datos para respaldar esta aproximación. Del mismo modo, la Figura 3-24 incluye los datos de Plewes et al. más varios conjuntos adicionales de datos de Reid (2012) donde λ_{10} se conoce a partir de pruebas de laboratorio y F_r es obtenido por el ensayo CPT. Si bien, no se espera que F_r sea constante e indique un tipo de suelo constante en las tablas de clasificación de tipo de suelo CPT, mientras que λ es sin duda una propiedad del suelo. Sin embargo, Shuttle y Cuning (2008) señalan de paso que F parece ser un mejor indicador de las propiedades del suelo que el índice de tipo de comportamiento del suelo I_c , que fue utilizado por Been y Jefferies (1993) para estimar λ_{10} . El método de Plewes et al. ha trascendido en el tiempo y se ha mejorado con datos adicionales (por ejemplo, Reid, 2012), dando la formulación final necesaria para una primera aproximación en la estimación de λ .

3.3.13 Parámetro de Estado, ψ

El parámetro de estado se define como la diferencia entre el índice de vacíos a un determinado estado tensional promedio y el índice de vacíos al mismo estado tensional para una condición de estado crítico. Se considera que el estado inicial de un suelo con índice de vacíos inicial (e_i) a un determinado estado tensional (p'), donde al sufrir un proceso de carga, este suelo si no se encuentra en un estado crítico, deberá modificar su volumen (en condición drenada) hasta una condición de volumen crítica asociado a un índice de vacíos de estado crítico ($e_f = e_c$). De manera análoga, para la condición no drenada, el suelo deberá modificar su estado tensional efectivo, hasta que este corresponda con la tensión efectiva crítica para el índice de vacíos de referencia. Considerando lo antes expuesto, a continuación se tratarán dos diferentes análisis para su determinación:

- i. Been y Jefferies (2006)

$$\Psi = - \frac{\ln\left(\frac{Q_p \cdot (1 - B_q) + 1}{\bar{k}}\right)}{\bar{m}} \quad (44)$$

$$\bar{k} = M \cdot \left(3 + \frac{0.85}{\lambda_{10}}\right) \quad (45)$$

$$\bar{m} = 11.9 - 13.3 \cdot \lambda_{10} \quad (46)$$

$$Q_p = \frac{q_t}{p'_0} \quad (47)$$

Donde:

- p'_0 Esfuerzo efectivo en el suelo;
- M Razón de fricción crítica. Corresponde a la pendiente de CSL en el plano q - p' , con parámetros de Cambridge;
- Δu Exceso de presión de poros;
- u_2 Presión de poros total medida detrás del cono CPT;
- u_0 Presión de poros hidrostática; y
- λ_{10} Pendiente de la CSL en el plano e v/s $\log(\sigma_{v0})$ o e v/s $\log(p')$.

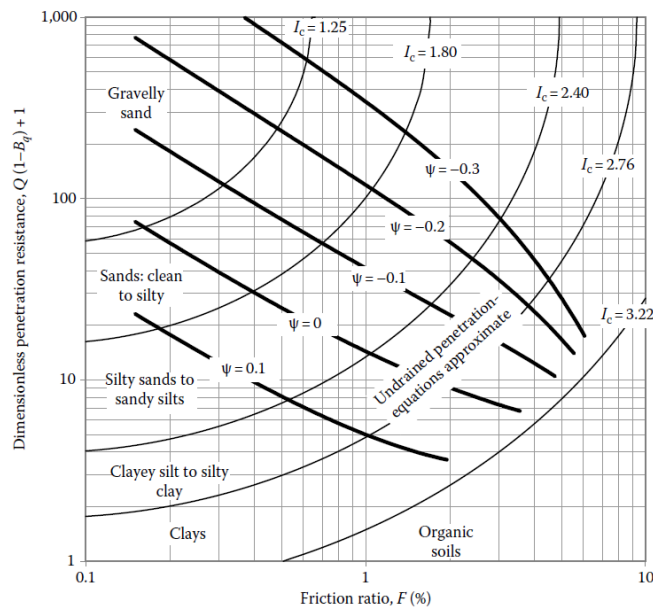


Figura 3-26: Contornos asociados al parámetro de estado, Ψ , en SBT. Fuente: Jefferies y Been, 2006.

La razón de fricción crítica, M , se obtiene utilizando los parámetros de Cambridge según la ecuación (48):

$$M_{tc} = \frac{6 \cdot \sin(\phi'_c)}{3 - \sin(\phi'_c)} \quad (48)$$

La evaluación gráfica a partir del SBT se puede considerar como una forma de clasificación del comportamiento del suelo, en la que se incluya a Ψ como una indicación del estado in situ del material. La Figura 3-26 ilustra el enfoque al mostrar los resultados de las evaluar las propuestas por Jefferies y Been (2016) en un solo gráfico. Esta relación es extremadamente útil ya que a partir de ella es posible evaluar el comportamiento in-situ del suelo a través de su parámetro de estado.

ii. Roberson (2010b)

Por su parte Robertson, propone la evaluación del parámetro de estado a partir de la resistencia equivalente en arenas limpias. Esta propuesta desarrollada por Robertson, se realiza a partir de la base de datos presentada por Jefferies y Been (2006) y Shuttle y Cunning (2007), así como las mediciones del proyecto CANLEX (Wride et al, 2000) para suelos jóvenes no cementados predominantemente de grano grueso, combinado con el vínculo entre OCR y parámetro de estado en suelo de grano fino, en la que combinando el análisis de OCR y parámetro de estado de grano fino, desarrolló contornos de parámetros de estado aplicados a la gráfica SBTn (Q_{tn} - F). Los contornos del parámetro de estado, Ψ , que se muestran en la Figura 3-27, son aproximados ya que el estado de tensión y el endurecimiento plástico también influirán en la estimación del estado del suelo in situ en la región de grano grueso del gráfico (es decir, cuando $I_c < 2.60$ y la sensibilidad del suelo para suelos de grano fino).

$$\Psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{tn,cs} \quad (49)$$

$$Q_{tn,cs} = K_c \times Q_{tn} \quad (50)$$

Donde:

$$K_c = \begin{cases} 1.0 & \text{Para } I_c \leq 1.64 \\ 5.581I_c^3 - 0.403I_c^4 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{Para } I_c > 1.64 \end{cases}$$

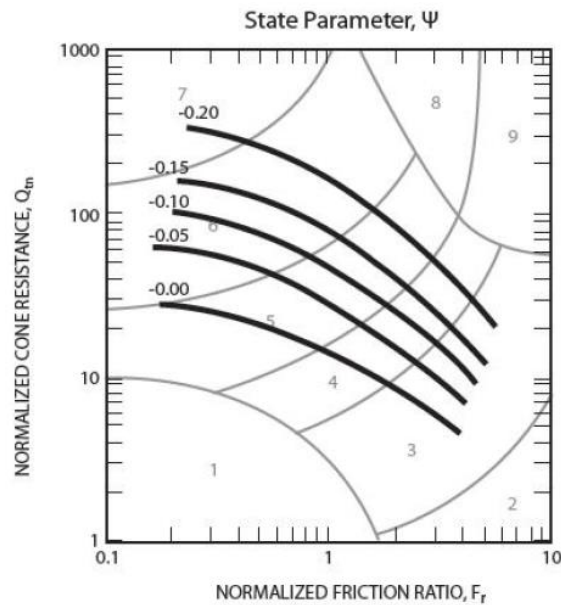


Figura 3-27: Contornos asociados al parámetro de estado en SBTn de Robertson.

Fuente: Robertson, 2010.

3.3.14 Razón de resistencia al corte no drenado residual (licuada y remoldeada), $S_{u,Liq}/\sigma'_v$ o $S_{u,r}/\sigma'_v$

En muchos estudios, y en particular los estudios asociados a la estabilidad post-licuefacción, es de vital importancia tener una correcta estimación de la resistencia residual no drenada, por ello es mucha utilidad estimar la razón de resistencia al corte residual no drenado ($S_{u(liq)}/\sigma'_{vc}$) a partir de ensayos CPT, ya que esta determinación permite dar una primera evaluación ante potenciales fallas producto del gatillamiento de la licuefacción de flujo.

i. Olson y Stark (2002)

Estos autores determinaron la razón de resistencia residual no drenada a partir del análisis de casos históricos de licuefacción, bajo una metodología de retro análisis, en donde al graficar esta data con respecto a la resistencia normalizada de punta (q_{c1}) determina que existe una tendencia respecto de los resultados graficados (Figura 3-28). Esta tendencia se desarrolla en los datos bajo ciertas bandas de confianza, en particular para los casos en los que se dispone de la mayor cantidad de información (casos representados con un círculo sólido, semisólido o hueco en la Figura 3-28). El análisis de regresión arroja la línea de tendencia promedio de los datos excluye los casos en los que solo se realizó el análisis simplificado (casos representados como triángulos en la Figura 3-28). Teniendo en cuenta esa discretización, se obtiene la siguiente línea de tendencia promedio:

Para $q_{c1} \leq 6.5$ [MPa]

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma_{vc}} = 0.03 + 0.0143 \times q_{c1} \pm 0.03 \quad (51)$$

Si bien, Olson y Stark (2002) logran estimar la resistencia residual (licuada) no drenada, estos autores utilizan un análisis sólo utilizando para ello la resistencia a la penetración por punta normalizada,

realizando un símil con la evaluación tradicional aplicada a ensayos SPT, por lo que eventualmente, no logre capturar la real razón de resistencia residual no drenada a partir de sólo un parámetro de medición. Sin embargo, puede ser de utilidad para suelos muy estratificados en donde la capacidad de medición por fuste se vea limitada debido al espesor de las capas.

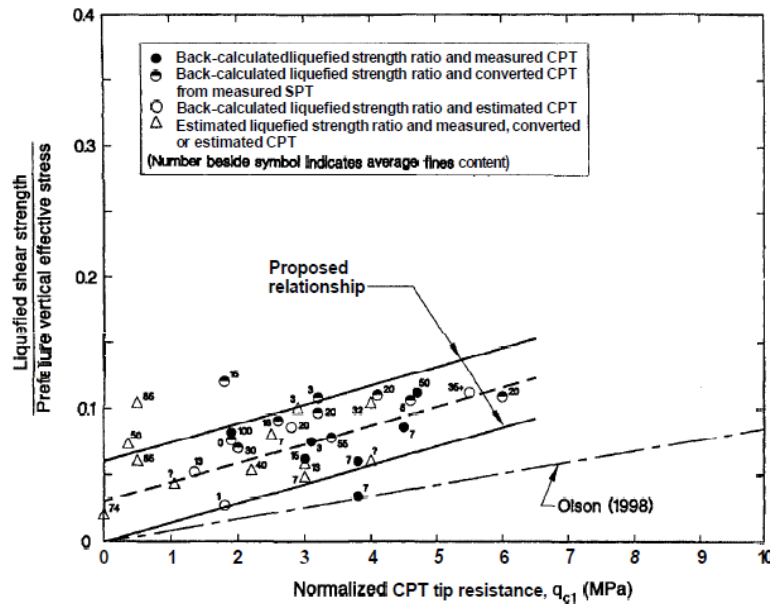


Figura 3-28: Razón de resistencia licuada no drenada a partir de la tensión de cono normalizada en ensayos de casos históricos de suelos licuados. Fuente: Olson y Stark, 2002.

ii. Robertson (2010)

Robertson, al igual que Olson y Stark, realizó un análisis a partir de los casos históricos de licuefacción registrados. Estos casos históricos indican que los suelos muy jóvenes, muy sueltos, no plásticos o con poca plasticidad tienden a ser más susceptibles a una pérdida de resistencia rápida y significativa que los suelos más viejos, más densos y/o más plásticos. Aunque algunas arcillas plásticas pueden tener una alta sensibilidad, es decir, una pérdida significativa de resistencia cuando se cortan sin drenar, por lo general son más dúctiles que los suelos muy sueltos, no plásticos o de baja plasticidad y tienden a alcanzar el peak y la resistencia al corte remodelado en grandes deformaciones de corte (Ladd et al. Alabama, 1977). Una característica de los suelos sensibles de grano fino que existen en las fallas de flujo, es su límite plástico relativamente bajo y su pequeña deformación de corte para alcanzar la resistencia máxima o peak al corte no drenado (Leroueil y Hight, 2003).

El análisis realizado con Robertson considera una discretización para los datos utilizados, donde los seis sitios de casos históricos, de donde las mediciones de CPT estaban disponibles con sus respectivos valores de fricción por fuste, se identificaron como Clase A, ya que son los más confiables en términos de datos de CPT. Además, cuatro de los casos más recientes de Clase A tenían mediciones de CPT antes de la falla. Algunas historias de casos anteriores tenían CPT mecánicos (MCPT) o CPT eléctrico, pero no tenían valores de fricción por fuste y se identifican como Clase B. Los resultados de Clase B son menos confiables que los registros de Clase A en términos de datos de CPT. Otras historias de casos utilizaron valores estimados por Olson (2001) realizados a partir de SPT, densidad relativa o mejores estimaciones y se identifican como Clase C, Clase D o Clase E respectivamente. Estos últimos, no fueron utilizados para la propuesta de Robertson (2010) presentada en la Figura 3-29.

Considerando lo anterior, Robertson (2010) plantea la siguiente ecuación para la determinación de la razón de resistencia al corte licuada no drenada para arenas:

Para $Q_{tn,cs} \leq 70$

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{v0}} = \frac{0.02199 - 0.0003124 \times Q_{tn,cs}}{1 - 0.02676 \times Q_{tn,cs} + 0.0001783 \times Q_{tn,cs}^2} \quad (52)$$

$$0.03 \leq \frac{S_{u(r)}}{\sigma'_{v0}} \leq \tan(\phi')$$

Donde:

$Q_{tn,cs}$ Tensión de cono normalizada corregida para arenas limpias

Esta relación, es esencialmente es un límite inferior para la resistencia de corte licuada no drenada, por lo que de modo de capturar la mayor parte de la variabilidad en los valores de resistencia al corte licuado realizados a partir del retro análisis de los casos históricos, además de capturar la necesidad de precaución en suelos donde $Q_{tn,cs} < 70$, la relación propuesta puede ser conservadoramente baja en arcillas sensibles, a partir de ello, la razón de resistencia al corte remodelado puede ser definida como:

$$\frac{S_{u,r}}{\sigma'_v} = \frac{f_s}{\sigma'_v} = \frac{F_r * Q_{tn}}{100} \quad (53)$$

Donde:

$S_{u,r}$ Resistencia residual al corte no drenado

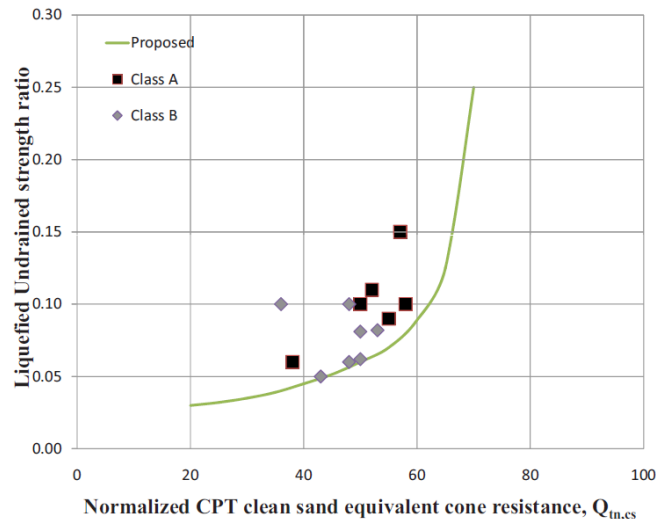


Figura 3-29: Razón de resistencia residual licuada a partir de la tensión de cono equivalente a arenas limpias normalizada en ensayos catalogados como tipo A y B de casos históricos de suelos licuados.

Fuente: Robertson, 2010.

En resumen, Robertson (2010) propone una relación de límite inferior entre la resistencia al corte licuado y la resistencia a la penetración normalizada equivalente de arena limpia que evita la necesidad de extrapolar más allá de la base de datos de casos clínicos. En los casos en que las capas menos permeables puedan inhibir la disipación de la presión intersticial y donde pueda ocurrir una redistribución de vacíos, puede ser apropiado un cálculo más conservador y, para proyectos de alto riesgo, se deben realizar estudios analíticos y de campo más detallados. Cuando la relación propuesta se aplica a todos los resultados de CPT dentro de un depósito de suelo no intercalado, se recomienda que el valor promedio de la resistencia al corte licuado se aplique para los análisis de estabilidad, ya que la relación se basó en los valores promedio de CPT dentro de los depósitos no intercalados de los casos históricos. Robertson, además propone, además, como medida de evitar un conservadurismo excesivo a un esfuerzo de confinamiento bajo, un valor de límite inferior de $S_{u(liq)} = 1 [kPa]$.

Esta importancia en la redistribución de vacíos ante capas menos permeables puedan inhibir la disipación de la presión intersticial fue descrita primeramente por Whitman (1985), donde describió

situaciones en que el exceso de presión de agua intersticial impulsada por gradientes de presión inducidos por un terremoto, podría potenciar la excesiva pérdida de resistencia localizada del suelo licuado, o "redistribución de vacíos", lo que podría resultar en que $S_{u,r}$ sea mucho más bajo en terreno de lo que se obtendría a partir de ensayos de laboratorio con muestras con igual índice de vacíos antes del mecanismo gatillante. Estas situaciones requieren la presencia de una capa de suelo de permeabilidad significativamente menor que recubre la capa de suelo licuado, que impida en cierto modo la filtración o liberación de presión del agua intersticial hacia el exterior, como se ilustra en la Figura 3-30 para un talud infinito.

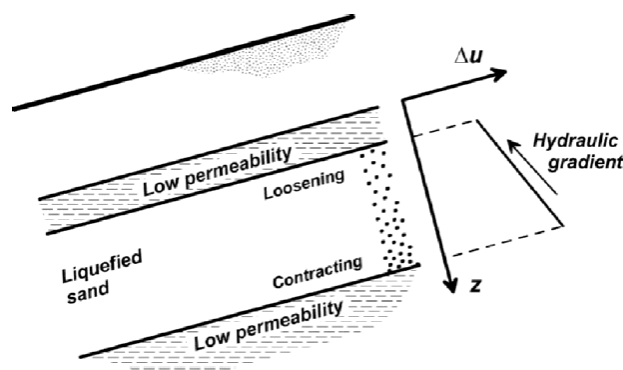


Figura 3-30: Esquema de la redistribución de vacíos en una arena confinada. Fuente: Whitman, 1985.

El potencial de que la redistribución de vacíos cause reducción de resistencia localizada, y por consiguiente, pérdida de resistencia global depende de numerosos factores como: el estado inicial y las propiedades del suelo como por ejemplo resistencia cíclica, densidad relativa, confinamiento, geometría y las condiciones de contorno para la pendiente como lo es el gradiente inicial del esfuerzo de corte, disposición, espesor y permeabilidad de los estratos, como también, las características de las solicitaciones sísmicas, como por ejemplo la amplitud y duración del sismo.

iii. Jefferies y Been (2006)

Los autores de referencia proponen una evaluación de la resistencia residual no drenada a partir de la teoría de estado crítico, donde a partir de ensayos en cámara de calibración y modelados mediante la teoría de expansión de cavidad (Cavity Expansion Theory) y la aplicación de modelos constitutivos simples, como el modelo Mohr-Coulomb no asociado (NAMC), como también, modelos más sofisticados como el modelo NorSand.

$$\frac{S_{u,r}}{\sigma'_{vo}} = \frac{M}{2} \left(\frac{Q}{k} \right)^{1/m\lambda} \quad (54)$$

$$m = 8.1 - 2.3 \log \lambda_{10}$$

$$k = 8 + \frac{0.55}{\lambda_{10} - 0.01}$$

Para este análisis, al igual que Olson y Stark (2002), Jefferies y Been (2016) a partir de un modelo de regresión promedio para la estimación de la razón de resistencia remodelada no drenada el cual es verificado para los casos históricos presentes en la literatura (Figura 3-31), sin embargo, desafortunadamente, k no se mide en la mayoría de los casos históricos, por lo que en la actualidad se deben usar estimaciones crudas, por otro lado, m tiene poco efecto en el estado crítico y varía levemente con los parámetros de comportamiento del suelo. En cierto modo, el uso de Q/k podría verse como la "corrección" adecuada del contenido de finos para la resistencia a la penetración adimensional Q . El valor de m dependerá del tipo de suelo, las condiciones iniciales y la ruta de tensión subsiguiente durante el corte. Por lo tanto, nunca habrá una sola línea de tendencia que relacione la resistencia a la penetración normalizada con la razón de resistencia no drenada.

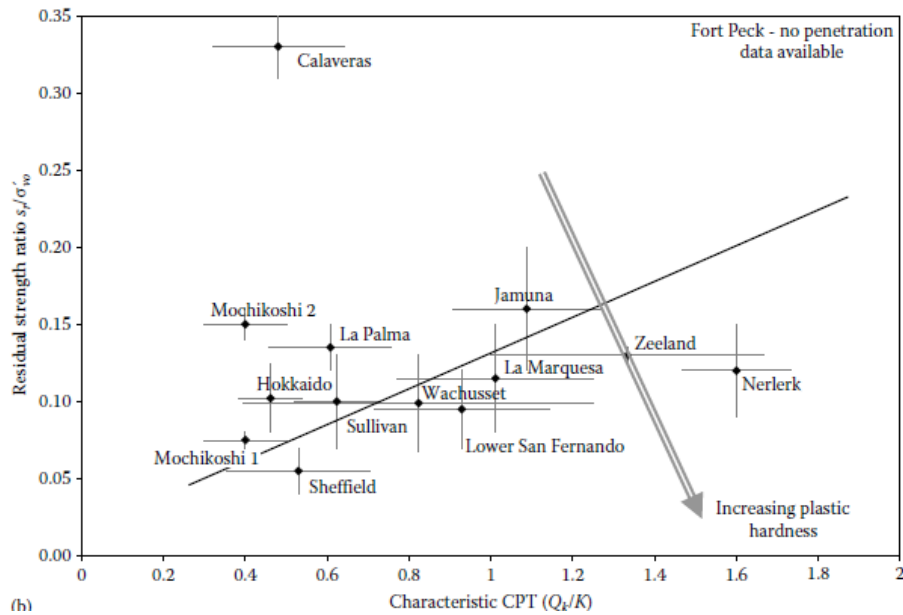


Figura 3-31: Razón de resistencia residual no drenada a partir de la tensión de cono adimensional normalizada en casos históricos de suelos licuados. Fuente: Jefferies y Been, 2016.

Este método, si bien tiene una base teórica robusta en base ensayos en cámara de calibración modelada mediante la teoría de expansión de cavidad (Cavity Expansion Theory) y la aplicación de modelos constitutivos, para su aplicación requiere la determinación de parámetros específicos de los suelos, por lo que su aplicabilidad no puede ser realizada de manera directa, como lo es el modelo propuesto por Robertson (2010).

iv. Idriss y Boulanger (2007)

Por su parte Idriss y Boulanger, proponen, al igual como lo hizo Robertson (2010), dos estimaciones para la razón de resistencia al corte residual no drenado diferenciadas respecto a la significancia relativa a la posibilidad de que ocurra una redistribución de los vacíos pueda gatillarse, proponiendo un cálculo más conservador donde para proyectos de alto riesgo, se deben realizar estudios analíticos y de campo más detallados.

Este análisis, contempló una revisión de data histórica, ensayos de laboratorio y hallazgos recientes respecto de la redistribución de vacíos aplicables para suelos licuados no plásticos, donde para suelos en donde la redistribución de vacíos puede ser significativa se tiene:

$$\frac{S_{u,r}}{\sigma'_{vo}} = e^{\frac{q_{c1N_{cs}-Sr}}{24.5} - \left(\frac{q_{c1N_{cs}-Sr}}{61.7}\right)^2 + \left(\frac{q_{c1N_{cs}-Sr}}{106}\right)^3 - 4.42} \leq \tan \phi' \quad (55)$$

Donde:

$q_{c1N_{cs}-Sr}$ Resistencia de punta equivalente a arena limpia normalizada.

Luego, para suelos en donde la redistribución de vacíos puede ser nula a insignificante:

$$\frac{S_{u,r}}{\sigma'_{vo}} = \left(e^{\frac{q_{c1N_{cs}-Sr}}{24.5} - \left(\frac{q_{c1N_{cs}-Sr}}{61.7}\right)^2 + \left(\frac{q_{c1N_{cs}-Sr}}{106}\right)^3 - 4.42} \right) \times \left(1 + e^{\frac{q_{c1N_{cs}-Sr}}{11.1} - 9.82} \right) \leq \tan \phi' \quad (56)$$

Estas propuestas se representan en la Figura 3-32 junto con la data histórica utilizada para la modelación propuesta. La comparación de los resultados basados en CPT presentados en esta figura indican una consistencia y una correlación razonablemente buenas para las dos aproximaciones.

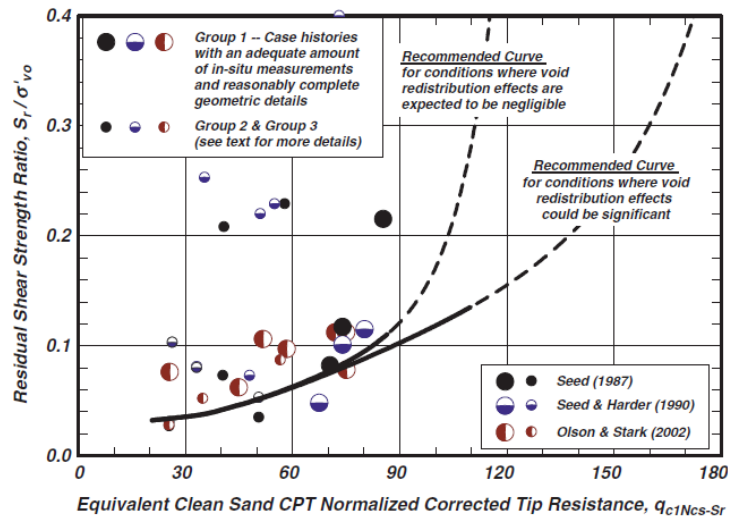


Figura 3-32: Razón de resistencia residual no drenada, $S_{u,r}/\sigma'_{vo}$, de suelo licuado en función de la tensión de cono normalizada equivalente a arenas limpias, para valores de sobre carga vertical menores a 400 [kPa] ($\sigma'_{vo} < 400$ [kPa]). Fuente: Idriss y Boulanger, 2008.

v. Robertson (2021)

Por su parte Robertson, realiza una actualización respecto a su publicación del 2010, en la que existía una zona en la que se formaba una discontinuidad en la evaluación de la razón de resistencia residual no drenado para suelos cercanos a la zona de transición. Esto fue corregido, además de complementar para los valores más altos de $Q_{tn,cs}$, donde los suelos comienzan a comportarse de forma proporcional a su ángulo de fricción (Figura 3-33). La razón de resistencia al corte no drenado para arenas y arcillas se presenta a continuación en las ecuaciones (57) y (58) respectivamente:

Para $I_c < 3.0$ (arenas) y $\sigma'_{vo} < 300$ [kPa] se tiene que:

$$\frac{S_{u,(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0.0007e^{0.084Q_{tn,cs}} + \frac{0.3}{Q_{tn,cs}} \quad (57)$$

Para $I_c > 3.0$ (arcillas) se tiene que:

$$\frac{S_{u,r}}{\sigma'_v} = \frac{f_s}{\sigma'_v} = \frac{F_r * Q_{tn}}{100} \quad (58)$$

Al aplicar estas ecuaciones al SBTn de Robertson (2016), es posible trazar contornos de razón de resistencia al corte licuado no drenado (Figura 3-34), donde los contornos asociados la zona de comportamiento areno-contractivo, están realizados en base a la ecuación (57) y los contornos asociados a la zona de comportamiento arcillosa-contractiva, están realizados en base a la ecuación (58). Por su parte, los casos históricos de licuefacción se encuentran trazados a través de curvas elípticas punteadas.

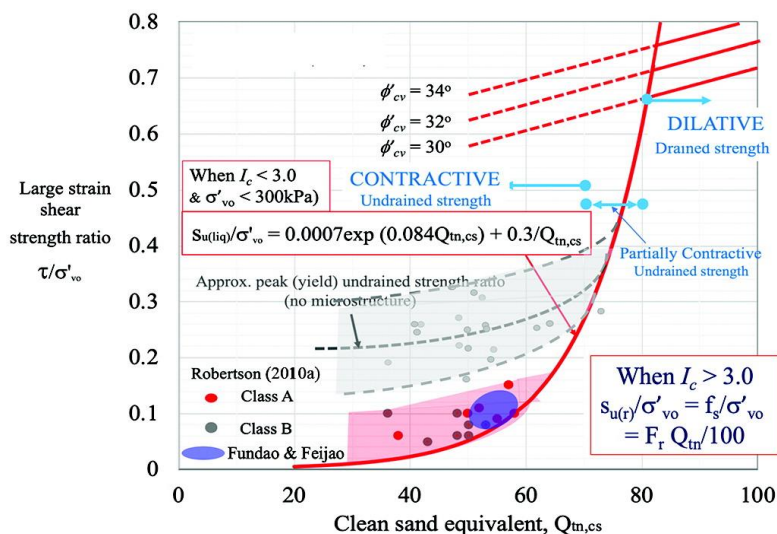


Figura 3-33: Estimación de la razón de resistencia al corte no drenado para suelos con $I_c < 3.0$ (arenas).

Fuente: Robertson, 2021.

Esta actualización, si bien no difiere en demasía de lo ya propuesto por Robertson (2010), viene mayormente a resolver la discontinuidad de la zona de transición, por lo que para las zonas de comportamiento completamente arenoso y/o arcilloso no difieren mayormente sus resultados dado que el principio de evaluación ($Q_{tn,cs}$ para las arenas y f_s para las arcillas) sigue siendo el mismo.

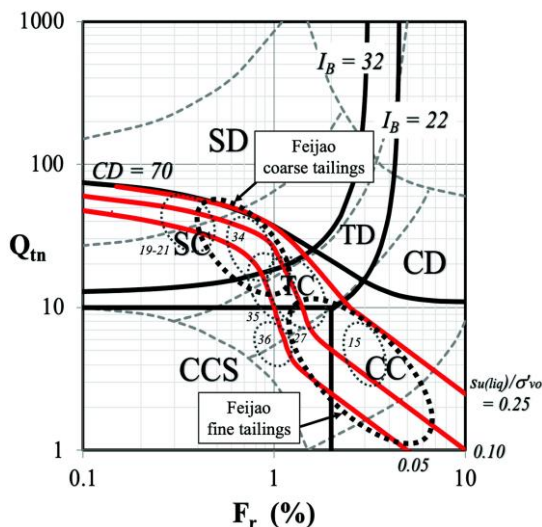


Figura 3-34: Contornos de valores constantes asociadas a la razón de resistencia residual no drenada aplicada a ensayos CPTu. Fuente: Robertson, 2021.

Las relaciones presentadas anteriormente para la determinación de la resistencia al corte residual/licuada no drenado, ecuaciones (51) a la (58), proporcionan valores de relaciones de resistencia de corte licuada que se pueden usar en análisis de estabilidad posteriores al gatillamiento de licuefacción para evaluar el potencial de falla de flujo.

En los casos en que las capas menos permeables puedan inhibir la disipación de la presión intersticial y donde pueda ocurrir una redistribución de vacíos, puede ser apropiado un cálculo más conservador y, para proyectos de alto riesgo, estudios analíticos y de campo más detallados deberían ser realizados.

CAPÍTULO IV

Parámetros Asociados a la Evaluación de la Licuefacción

La licuación o licuefacción de suelos es uno de los fenómenos más complejos y controversiales de la ingeniería geotécnica, debido a que sus efectos pueden llegar a ser devastadores, como lo es el caso de la caída de tableros de puentes, asentamientos diferenciales de edificios y también rotura de depósitos de relaves pudiéndole costar la vida a cientos de vidas humanas, como lo fue el caso de El Cobre en 1965. Sin embargo, con el transcurso de los años, el estudio del comportamiento del suelo frente al fenómeno de licuefacción ha aumentado, sin embargo, no se ha producido un consenso generalizado frente a la evaluación de este fenómeno.

El fenómeno de licuación de los suelos, y en particular de los relaves, tiene origen en depósitos de suelos sueltos, no compactados o con depositación de baja energía, que se da principalmente en arenas limosas, arenas finas, arenas limpias y rellenos mineros en condición de saturación o cercana a la saturación. En este tipo de suelos o materiales granulares, dada una demanda cíclica o monotónica ocurre un reordenamiento de las partículas (Figura 4-1) modificando su estructura interna a un estado eventualmente más denso (contracción), lo que conlleva a un aumento de la presión de poros y con ello una disminución del esfuerzo efectivo y la resistencia al corte. Este fenómeno se refleja en superficie, mediante deformaciones asentamientos y corrimientos, implicando demandas en las estructuras en superficie o de la misma estructura geotécnica.



Figura 4-1: Licuefacción de arenas sueltas saturadas. Fuente: Geosec, 2015.

Para analizar el mecanismo de licuefacción de los suelos, es necesario definir ciertos conceptos de modo de que puedan ser abordados a cabalidad más adelante.

4.1 Dilatancia de materiales granulares

El comportamiento esfuerzo-deformación del suelo está ineludiblemente relacionado con el cambio volumétrico del mismo, donde los suelos a ser sometidos a un determinado esfuerzo incrementan su volumen si se encuentra en un estado denso (comportamiento dilatante) o disminuyen su volumen si se encuentran en un estado suelto (comportamiento contractivo). Este comportamiento de los materiales granulares, fue reconocido por primera vez en el trabajo de Reynolds, 1985.

Generalmente, la dilatancia se representa con un valor positivo para los suelos que tienden a aumentar su volumen durante la carga, i.e. comportamiento dilatante, si por el contrario, se representa con un valor negativo, los suelos que tienden a disminuir su volumen, i.e. presentan un comportamiento contractivo. No obstante, la dilatancia es posible representarla mediante dos alternativas, en términos absolutos y en base a términos relativos (Figura 4-2):

- Dilatancia absoluta: Cambio volumétrico medido respecto de la condición inicial.
- Razón de dilatancia: Medida respecto de la razón de cambio volumétrico.

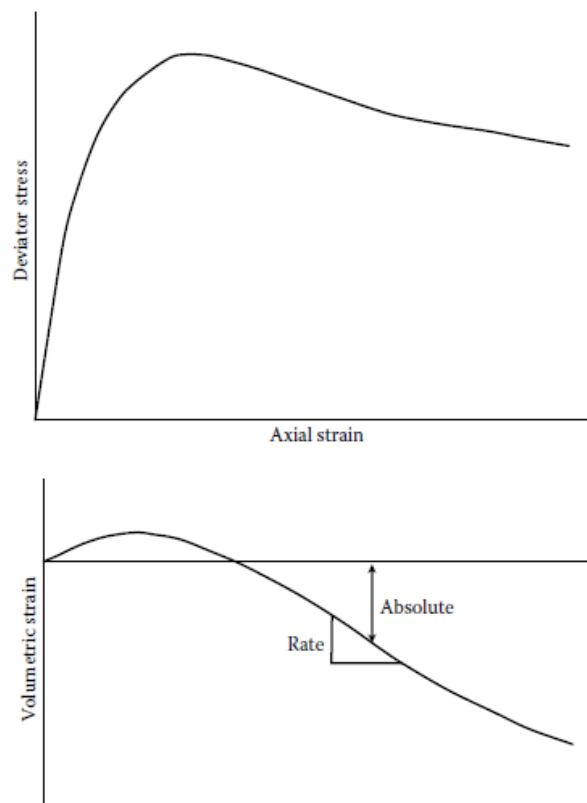


Figura 4-2: Diferencia entre la razón de dilatancia y dilatancia absoluta. Fuente: Jefferies y Been, 2016.

Sin embargo, es común que en la literatura se represente la dilatancia en términos de un ángulo, similar al ángulo de fricción, no obstante, esto conduce a un inconveniente adicional, ya que los ángulos máximos de dilatación están referidos a la mayor tasa de aumento en el índice de vacíos, pero esto es en realidad una relación a la tasa de deformación mínima o negativa debido a la convención positiva de la mecánica de suelos.

4.2 Estado Crítico

Teniendo en cuenta la definición de dilatancia, donde los suelos densos tienden a dilatar y los suelos sueltos tienden a contraer, es natural preguntarse en qué punto se conectan estas condiciones, o cual es el estado límite que divide ambas condiciones. Casagrande (1936), estudió el comportamiento al corte mediante un ensayo en un equipo de corte directo, donde registró que una determinada arena suelta tiende a contraer y la misma arena en una condición inicial densa tiende a dilatar a la misma relación de

vacíos asociada a grandes deformaciones. Casagrande, identificó esta relación de vacíos como razón de vacíos crítica. Si bien el estudio de Casagrande (1936), dio el inicio a una serie de investigaciones, no fue hasta el estudio realizado por Taylor (1948), donde se identifica que la relación de vacíos crítica es afectada por el esfuerzo efectivo promedio (p'), y en particular, esta relación de vacíos crítica disminuye con el aumento del esfuerzo efectivo promedio. Es a partir de esta investigación (Taylor, 1948), donde la relación entre el índice de vacíos crítico y el esfuerzo efectivo promedio es llamada zona de estado crítico o CSL (Critical State Locus).

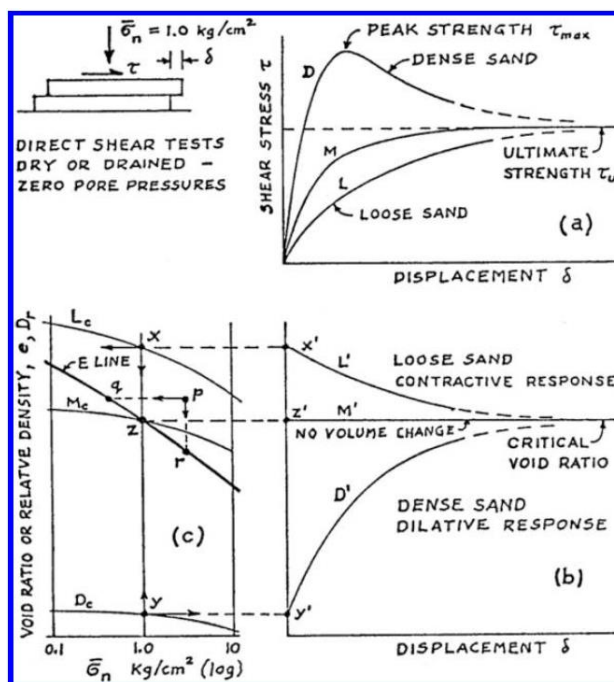


Figura 4-3: Hipótesis inicial de la relación de vacíos crítica a partir de ensayos de corte directo secos o drenados. a) Esfuerzo de corte v/s desplazamiento; b) relación de vacíos v/s desplazamiento, y c) relación de vacíos v/s esfuerzo vertical. Fuente: Casagrande, 1975.

Numerosos estudios en este tema dieron a lugar en las siguientes décadas, sin embargo, no fue hasta que Poulos (1981), formalizó la definición de estado crítico, como la deformación para cualquier masa de partículas se deforma continuamente, a volumen constante, esfuerzo efectivo normal constante, esfuerzo cortante constante y velocidad constante (ecuación (59)). La zona donde la relación de vacío en estado estacionario (constante) se denomina lugar de estado estacionario o Steady State Locus (SSL).

$$\dot{p}' = 0 ; \dot{q} = 0 ; \dot{e} = 0 ; \dot{\epsilon}_q \neq 0 \quad (59)$$

Sin embargo, Casagrande sintetizó todo este conocimiento a través la evaluación del comportamiento ante una carga rápida (no drenada) (Castro, 1965) y ante una carga lenta (drenada) (Casagrande, 1975) e identificó que las líneas básicamente determinan un único comportamiento crítico llamado Línea de estado crítico o Critical State Line (CSL).

La línea de estado crítico es comúnmente representada a través una aproximación lineal en la gráfica semilogarítmica ($e-p'$) representada a través en la ecuación (60):

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p'_c) \quad (60)$$

Donde el subíndice denota el estado crítico y los parámetros Γ y λ son propiedades intrínsecas del suelo, las cuales no son afectadas por la fabricación, historia de tensiones, relación de vacíos, etc.

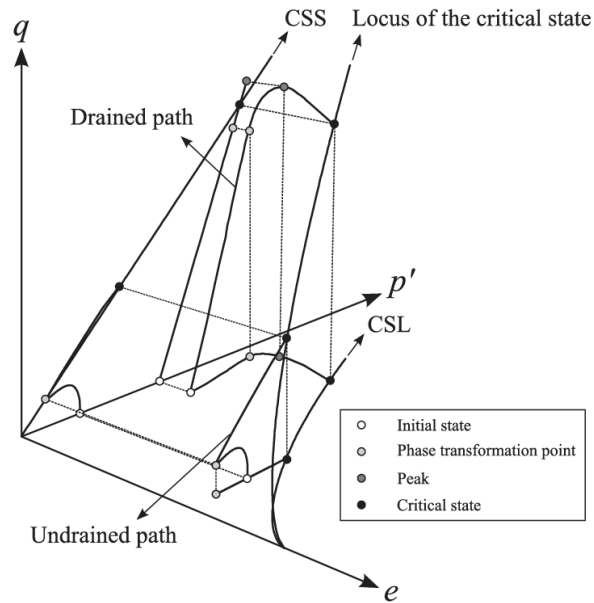


Figura 4-4: Línea de estado crítico (CSL), superficie de estado crítico (CSS), y comportamiento drenado y no drenado en el espacio e - p' - q . Fuente: Woo y Salgado, 2015.

4.3 Parámetro de Estado

Un suelo puede presentarse en muchos estados, por lo que es necesario definir y medir cierto estado al cual se presenta un suelo en un determinado momento. Un ejemplo de la evaluación del estado de un suelo es la densidad relativa, donde las densidades máximas y mínimas son consideradas condiciones de referencia y la densidad relativa es una medición referente dichas condiciones de referencia. La densidad relativa, es una buena representación del estado de un suelo, sin embargo, es una medición de estado para una arena y no considera una referencia de esfuerzo. Es por ello, que surge la necesidad determinar el estado del suelo asociado a su estado de esfuerzos.

El parámetro de estado se define como la diferencia entre el índice de vacíos a un determinado estado tensional promedio y el índice de vacíos al mismo estado tensional para una condición de estado crítico. De manera gráfica (Figura 4-5), es posible considerar el estado inicial con índice de vacíos inicial (e_i) de un suelo a un determinado estado tensional (p'), donde al sufrir un proceso de carga, este suelo si no se encuentra en un estado crítico, deberá modificar su volumen (en condición drenada) hasta una condición de volumen crítica asociado a un índice de vacíos de estado crítico ($e_f = e_c$).

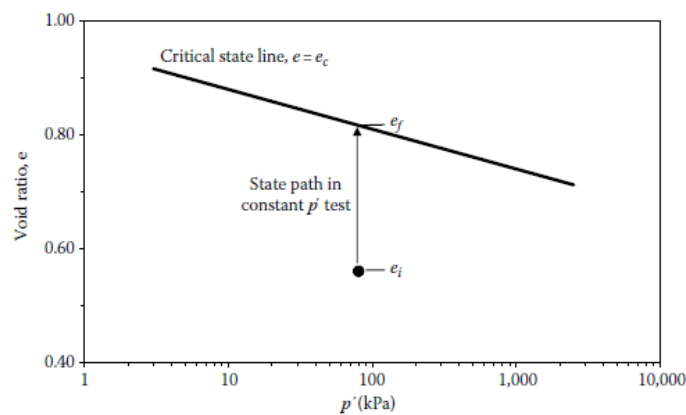


Figura 4-5: Representación referida a la asociación entre dilatancia y el parámetro de estado.

Fuente: Jefferies y Been, 2006.

Donde:

$$\Psi = e_i - e_c \quad (61)$$

Dada esta definición entre la condición volumétrica inicial representada a través del índice de vacíos inicial y la condición volumétrica final representada a través del índice de vacíos final en estado crítico, es posible relacionar la dilatancia de un material granular con un único parámetro como lo es el parámetro de estado (Ψ).

Dado lo anterior, se puede mencionar que el parámetro de estado permite saber el comportamiento del suelo, en función de la relación de vacíos y estado tensional al cual está sometido. Donde, si el suelo se encuentra en un estado denso con respecto del crítico o en una condición dilatante, se tendrá un Ψ negativo, mientras que un suelo suelto respecto del crítico o contractivo se tendrá un Ψ positivo. En función de esto, Jefferies y Been (2016) propusieron tres valores límites para describir el comportamiento del suelo según el valor del parámetro de estado, Ψ .

$\Psi < -0,2$ El suelo posee un comportamiento resistente ante cargas cíclicas

$\Psi < -0,1$ El suelo posee un potencial de resistencia a la deformación limitado

$\Psi > -0,05$ El suelo es susceptible a la licuefacción

Estos valores son presentados por los autores como una referencia en la que se puede asociar a un determinado comportamiento del suelo. Sin embargo, este parámetro representa el estado del suelo referido al comportamiento volumétrico crítico ante grandes deformaciones, y no considera la competencia o capacidad resistente del suelo, ni las características de la demanda, por lo que esto será abordado a continuación.

4.4 Resistencia no drenada del suelo

Debido a la naturaleza principalmente no drenada del fenómeno de licuefacción, es necesario definir el comportamiento que tendrán los suelos sometidos a una sollicitación de corte no drenado, esta respuesta se puede clasificar en dos tipos de comportamiento según la relación de resistencia inicial v/s la resistencia a la falla, estas son ablandamiento por deformación (strain softening) o endurecimiento por deformación (strain hardening).

Estas dos relaciones típicas de tensión-deformación de los suelos, se muestran en la Figura 4-6, donde (a) presenta un comportamiento de endurecimiento por deformación y (b) muestra un comportamiento de ablandamiento por deformación, donde para los dos tipos de muestras ensayadas los resultados se dividen en tres segmentos. A un pequeño nivel de esfuerzo (línea OA) los compuestos inestables y la eventual cementación apenas se rompen, por los elementos unidos en ambos patrones se mantienen en un nivel elástico. Posteriormente, las cargas externas en esta etapa son principalmente sobrellevados por los elementos adheridos, y por lo tanto, ambos tipos de resultados ensayados presentan una relación tensión-deformación lineal con un módulo de deformación alto. Con el desarrollo de tensión axial, los resultados de los ensayos entran en la línea AB, donde el comportamiento tensión-deformación de ambos tipos se vuelve no lineal y se convierte en un comportamiento elastoplástico, acompañada por una disminución gradual en el módulo de deformación tangencial. En esta etapa se genera el daño inicial y comienza a desarrollarse en el interior de los compuestos inestables y eventual cementación debido a la concentración de tensiones, lo que agrava el proceso de rotura de los enlaces frágiles. Con el aumento de la tensión, los elementos unidos se rompen gradualmente y se transforman en elementos de fricción, y la pérdida de resistencia debido a la rotura se compensa con los elementos de fricción recién generados. En particular para los relaves en última instancia pueden presentar un comportamiento de endurecimiento por deformación o un comportamiento de ablandamiento por deformación, dependiendo de si el efecto de compensación de los elementos de fricción es fuerte o débil, como se muestra en el segmento de línea BC en ambas Fig. 2a, b.

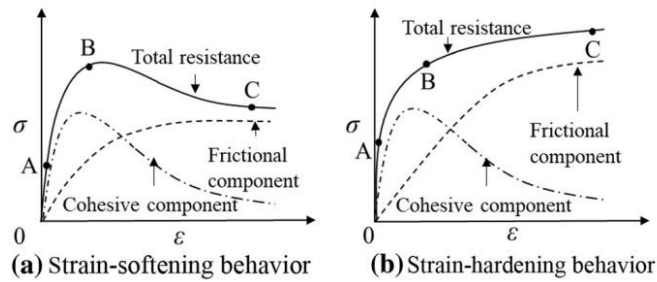


Figura 4-6: Composición de la resistencia al corte: a) comportamiento strain softening; b) comportamiento strain hardening. Fuente: Liu, 2020.

Dado que el fenómeno de licuefacción es un fenómeno en el que el suelo tiene un comportamiento no drenado, en la que se generan incrementos en las presiones de poros debido al comportamiento contractivo, es de vital importancia mencionar el comportamiento que tienen los materiales granulares según su estado inicial de compactación, donde las arenas sueltas y las arcillas normalmente consolidadas tendrán un comportamiento dúctil, es decir, no existe un gran decaimiento entre la resistencia al corte máxima con respecto a la resistencia residual (S_u). Por otro lado, las arenas densas y las arcillas preconsolidadas tendrán un comportamiento frágil, donde en la medida que aumenta la deformación por corte está aumentando hasta llegar a la resistencia peak, luego de ello disminuye pudiéndose estabilizar en una resistencia residual (Figura 4-7).

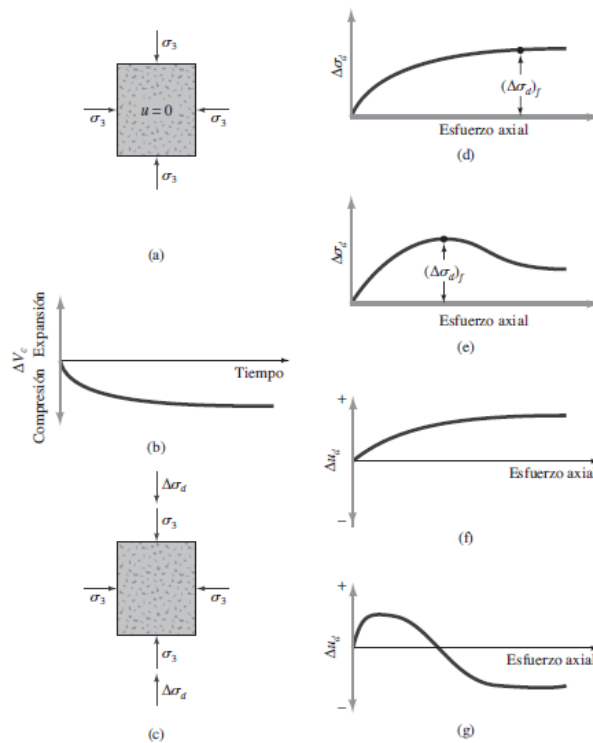


Figura 4-7: Ensayo Triaxial Consolidado No Drenado (CIU). a) Consolidación b) Cambio de volumen c) Aplicación Esfuerzo desviador d) Esfuerzo desviador en arena suelta o arcilla normalmente consolidada e) Esfuerzo desviador en arena densa o arcilla preconsolidada f) Variación de la presión intersticial de poro de agua para arena suelta o arcilla normalmente consolidada g) Variación de la presión intersticial de poro de agua para arena densa o arcilla preconsolidada. Fuente: Braja, 2015.

Esta resistencia residual o última (S_u) tenderá a ser la misma, independientemente de la historia de tensiones del suelo o la densidad del mismo, es decir, si el suelo se encuentra consolidado o preconsolidado, denso o suelto, la resistencia no drenada residual será la misma.

Sin embargo, la resistencia residual no drenada es dependiente de la presión de confinamiento (σ'_v), por lo que es común normalizar la resistencia residual no drenada por esta, arrojando un valor constante. Esta última es denominada la razón de resistencia residual no drenada (o razón de resistencia licuada).

$$S_{u(r)}/\sigma'_v = c \quad (62)$$

Este parámetro es de suma importancia ya que, a partir de él, es posible evaluar si ocurrirá el fenómeno de licuación de flujo o también llamada licuación estática.

4.5 Resistencia no drenada en suelos contractivos (Resistencia peak y licuada)

Dentro del marco de los suelos susceptibles a licuar, se puede representar este estado a partir de la representación de la Figura 4-8, donde se presenta una arena en condición saturada e inicialmente a una sollicitación de esfuerzos según el punto A (trayectoria estática). A partir de la curva monótonica (A-B-C), se identifican la resistencia no drenada al peak ($S_{u(yield)}$) representada por el punto B y la resistencia no drenada licuada ($S_{u(liq)}$) representada por el punto C.

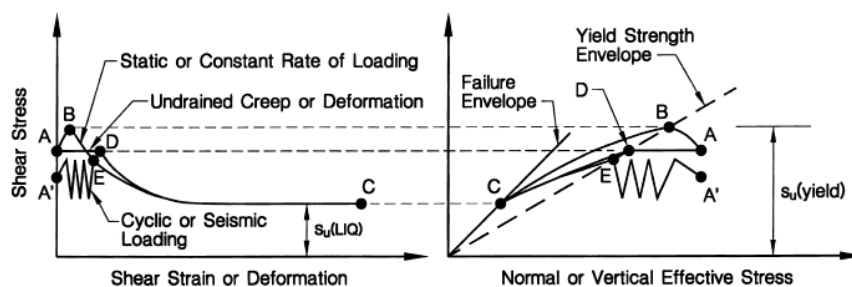


Figura 4-8: Esquema para la respuesta no drenada de una arena saturada contractiva. Fuente: Olson y Stark, 2002.

Por otro lado, Olson (2001), reconoció tres categorías de fallas por licuefacción: i) fallas inducidas por cargas estáticas, ii) fallas inducidas por deformaciones, y iii) fallas inducidas por un mecanismo sísmico. No obstante, solo las fallas inducidas por cargas estáticas pueden ser evaluadas para la obtención de la resistencia no drenada peak y la razón de resistencia no drenada peak, ya que es posible realizar un cálculo mediante un retroanálisis desde de la geometría pre-falla obteniéndose a partir de la curva envolvente la resistencia no drenada peak.

Un ejemplo de la trayectoria monótonica no drenada (es decir, (i) fallas inducidas por cargas estáticas) puede darse, por ejemplo, en la construcción del muro de un tranque de relaves, en el que debido al peraltamiento del muro, un determinado punto del muro en una condición saturada del mismo puede deformarse modificando su estado tensional desde el punto A al punto B, desarrollándose la resistencia no drenada peak ($S_{u(yield)}$). El punto B representa el punto máximo de resistencia al corte, bajo condiciones no drenadas. Este punto es considerado la condición límite, de resistencia, luego, dado el comportamiento no drenado de la sollicitación, si se aumenta la carga excediendo la resistencia no drenada peak, se genera una pérdida de resistencia dado el comportamiento frágil del material, desplazando su estado tensional desde el punto B al punto C, para el cual el material ya desarrolla el fenómeno de licuefacción estática, pudiéndose provocar el colapso de la estructura si no se tiene un confinamiento adecuado.

De forma análoga se puede analizar el tipo ii) fallas inducidas por deformaciones, donde un ejemplo de esto aplicado a un tranque de relaves es que se produzca una deformación inducida por el asentamiento de la fundación del muro, lo cual implica que no se siga la trayectoria de tensiones de envolvente monótona, si no que desde el punto A se modifica su estado tensional al punto D, el cual excede el

estado tensional que logra resistir la estructura y con ello una reducción de resistencia hasta el punto C, de resistencia no drenada licuada residual.

4.6 Fragilidad del suelo (Brittleness)

Si bien es común utilizar parámetros residuales para la evaluación de la licuefacción, en las cercanías de la ocurrencia del fenómeno ($FS \approx 1$), es de interés evaluar la condición peak o $S_{u(yield)}$. Este parámetro, en conjunto con la resistencia residual no drenada describe de mejor forma el desarrollo del fenómeno de licuefacción. La diferencia normalizada entre $S_{u(yield)}$ y $S_{u(r)}$ o $S_{u(liq)}$ es utilizada para cuantificar la magnitud de pérdida de resistencia no drenada que ocurre al inicio de la licuefacción. Este parámetro fue introducido primeramente por Bishop (1971) según la ecuación 4 y denominado índice de fragilidad (Brittleness index):

$$I_b = \frac{S_{u(yield)} - S_{u(r)}}{S_{u(yield)}} \quad (63)$$

Los valores de I_b van de 0 a 1, donde $I_b = 1$ indica que es un suelo muy frágil o con un comportamiento strain softening, mientras que un $I_b = 0$ indica que es un suelo que no tiene fragilidad o posee un comportamiento strain hardening.

La mayoría de los casos históricos de licuefacción de flujo tienen valores de relación de resistencia de corte no drenada licuada ($S_{u,liq}/\sigma'_{vo}$) calculados mediante retroanálisis inferiores a 0,15, lo que sugeriría un valor de $I_B > 0,4$, como se ilustra en la Figura 4-9. También se observa que cuando $I_B=0$, la relación de resistencia no drenada se encuentra entre 0,2 y 0,3, lo cual es consistente con la relación de resistencia de fluencia sugerida por Olsen y Stark (2003) y similares a los valores de la mayoría de los suelos arcillosos consolidados normalmente (Ladd et al., 1977).

Los casos históricos de fallas de licuefacción de flujo muestran que el esfuerzo efectivo de sobrecarga antes de la falla era inferior a 2 atm aproximadamente, y los valores resultantes de la resistencia no drenada licuada calculados mediante retroanálisis estaban entre 0,15 y 0,05.

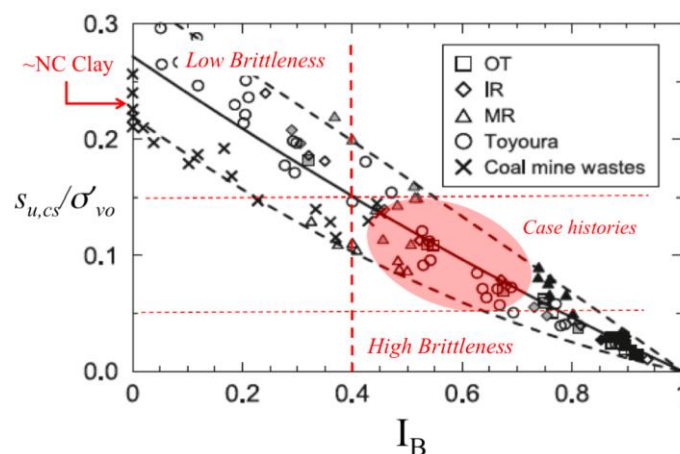


Figura 4-9: Razón de resistencia al corte no drenada v/s índice de fragilidad (I_B). Fuente: Robertson, 2017.

4.7 Degradación o Ablandamiento Cíclico

La degradación cíclica o ablandamiento cíclico (Cyclic Softening) aplica tanto para suelos con respuesta strain softening como también para suelos con respuesta strain hardening y es posible definirlo en base a dos términos:

4.7.1 Licuefacción Cíclica (Cyclic Liquefaction)

En cuanto a la licuefacción cíclica, requiere que la naturaleza de la sollicitación sea cíclica no drenada, donde producto de ella produzca inversión del esfuerzo de corte o puede desarrollarse un esfuerzo de corte cercano a cero, por ello, ocurre cuando los esfuerzos de corte estáticos in situ son bajos en

comparación con los esfuerzos cortantes cíclicos, como se ilustra en la Figura 4-10. Para ello, la sollicitación cíclica no drenada deber ser suficientemente grande (magnitud y cantidad de ciclos) de modo de permitir que el esfuerzo efectivo disminuya a esencialmente cero. En el punto esfuerzo efectivo igual a cero no existe esfuerzo de corte, y por el contrario, cuando se aplica un esfuerzo cortante, la presión intersticial cae a medida que el material tiende a dilatarse. Estas deformaciones durante la sollicitación cíclica pueden acumularse a valores muy grandes debido a la degradación del módulo de corte, pero generalmente se estabilizan cuando cesa la carga cíclica. Sin embargo, los desplazamientos resultantes son producto de las sollicitaciones externas y solo ocurren durante la demanda cíclica.

Los suelos arcillosos pueden experimentar licuefacción cíclica, pero las deformaciones son generalmente pequeñas debido a la fuerza cohesiva a esfuerzo efectivo igual a cero, donde las deformaciones en suelos arcillosos a menudo están controladas por efectos de velocidad (Robertson, 1995).

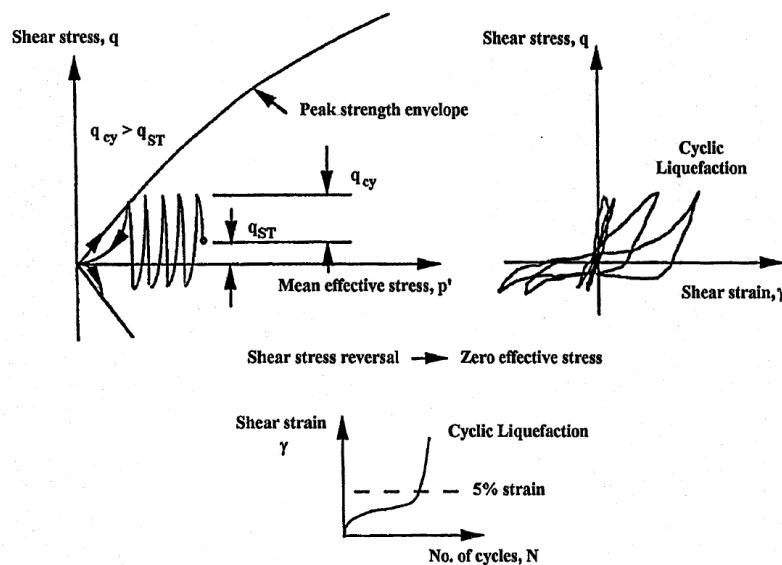


Figura 4-10: Esquema de comportamiento no drenado cíclico en arenas. Fuente: Robertson, 1994.

4.7.2 Movilidad Cíclica (Cyclic Mobility)

Por el contrario, la movilidad cíclica requiere que durante la sollicitación cíclica no drenada, los esfuerzos cortantes sean siempre mayores que cero; es decir, no se desarrolla una inversión del esfuerzo cortante como lo es para el caso de la licuefacción cíclica, por lo tanto no se logra un esfuerzo efectivo igual a cero. Por su parte, las deformaciones durante la sollicitación cíclica se estabilizarán, a menos que el suelo esté muy suelto y se desencadene la licuefacción del flujo. En cuando a los desplazamientos resultantes, al igual que para el caso de licuefacción cíclica, se deben a sollicitaciones externas y solo ocurren durante la demanda cíclica.

Este fenómeno, puede ocurrir en casi cualquier arena, siempre que la carga cíclica sea lo suficientemente grande en tamaño y duración y no se produzca una inversión del esfuerzo cortante. En cuando a las arcillas, pueden experimentar movilidad cíclica, pero las deformaciones generalmente están controladas por efectos de velocidad (Robertson, 1995).

4.8 Licuefacción de Flujo

Este fenómeno (Flow Liquefaction), solo ocurre para suelos que poseen una respuesta ante sollicitaciones no drenadas de strain softening, ya sean de naturaleza monótonica o cíclica. Para que se desencadene la licuefacción de flujo, los esfuerzos de corte in-situ deben ser mayores que la resistencia de corte última o mínima (strain softening) no drenada, para ello la estructura geotécnica como un talud, debe contener un volumen relevante de material susceptible a tener una respuesta strain softening. La falla resultante puede ser un deslizamiento o un flujo dependiendo de las características del material y la geometría del suelo, donde las deformaciones se deben a causas internas que se pueden desarrollar incluso después de

que se produzca el mecanismo de activación (gatillante). Este fenómeno ocurre mayormente en suelos en que su permeabilidad pueda desarrollar comportamientos no drenados, pero que a la vez pueda rápidamente el exceso de presión intersticial, como lo son los depósitos granulares muy sueltos, arcillas muy sensibles y depósitos de limos (Robertson, 1995).

No obstante, los suelos que con comportamiento strain softening también pueden experimentar una degradación cíclica (licuefacción o movilidad cíclica) dependiendo de la geometría del suelo.

Teniendo en cuenta los conceptos antes presentados es posible tratar el diagrama de flujo (Figura 4-11) propuesto por Robertson y Wride (1998), para la evaluación de la licuefacción de suelos, donde a partir de la caracterización de suelos, se puede determinar si el suelo tendrá un comportamiento de ablandamiento por deformación (strain softening) o con endurecimiento por deformación (strain hardening). Para el caso de suelos con comportamiento strain softening, es posible que suceda el fenómeno de licuefacción de flujo (estática), esto puede ser impulsado por un mecanismo gatillante monotónico o cíclico, donde a su vez producto a las cargas gravitacionales podrían ser mayores a la resistencia no drenada residual, que desencadenarán deformaciones. Estas deformaciones podrán ser contenidas por una estructura no afectada o no contenidas, en este último caso, se desencadenará una falla progresiva debido a la redistribución de presión de poros, pasando de ser un efecto local a uno global. Esta redistribución de la presión de poro, y por consiguiente, del índice de vacíos, podrá continuar luego de que el mecanismo gatillante (ya sea monotónico o cíclico) haya terminado, lo anterior dependerá en gran medida de la capacidad del suelo de disipar dicho exceso de presión de poro, es decir, de su permeabilidad.

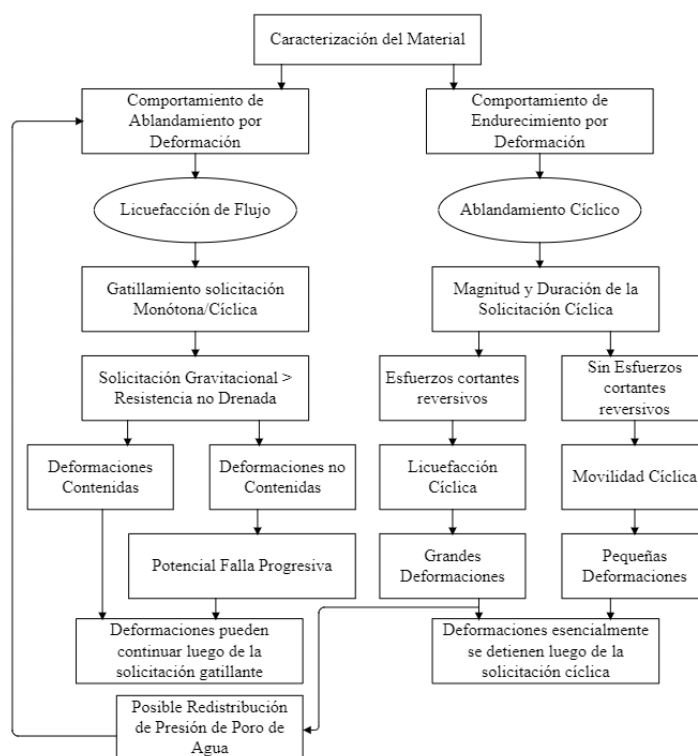


Figura 4-11: Diagrama de flujo para evaluación de licuefacción de suelos. Fuente: Modificado de Robertson (1998).

Por otro lado, si el comportamiento del suelo es de características strain hardening, si esta es sometida a un mecanismo del tipo cíclico, se generará una degradación cíclica, donde dependiendo de las características del suelo, de la magnitud y duración de la sollicitación de entrada, podrá desarrollar licuefacción cíclica o movilidad cíclica, donde los efectos de la licuefacción cíclica, demandará grandes deformaciones y con ello una redistribución de la presión de poros. En esta redistribución de la presión de poros, las propiedades del suelo cambian, pudiendo pasar de un comportamiento inicial strain hardening a un comportamiento strain softening.

CAPÍTULO V

Casos Históricos de Licuefacción

En los últimos años, en el mundo se ha registrado una serie de incidentes de grandes depósitos de relaves, como por ejemplo los colapsos de la mina Vale en Brumadinho (Brasil), el depósito de Nesko Madencilik AS en Yedikardes (Turquía), el depósito de Sociedade Mineira de Catoca Lda en Luanda (Angola), el depósito de Newcrest Mining Ltd en Cadia (Australia) o el depósito de Jagersfontein Developments (Pty) Ltd en Jagersfontein (Sudafrica), los que han puesto en jaque las condiciones de seguridad existentes en el mundo de las operaciones mineras, y más concretamente en sus presas o represas. Chile no ha estado exento de este tipo de incidentes, como lo fue últimamente el colapso del tranque Las Palmas en la región del Maule.

A nivel mundial, las grandes empresas mineras, con el objetivo de expandirse y buscando el desarrollo de economías de escala, han ido explotando yacimientos con dimensiones sin precedentes, aumentando el volumen de desechos mineros, y en particular de relaves, a cifras récord. La mayoría de los depósitos de relaves tienen carácter de eternos, por lo que su estabilidad tanto física como química, en teoría, deber tener un carácter de seguridad elevado, sin embargo, como se mencionó anteriormente suelen fallar a una razón de una y cuatro fallas en depósitos relacionadas con la minería, multiplicando por 10 los accidentes ocurridos en presas hidráulicas provocando numerosos daños, y en ocasiones, auténticas catástrofes.

Por lo tanto, de modo de interiorizar acerca del efecto de la licuefacción, ya sea licuefacción cíclica o de fujo, es de interés realizar una breve revisión histórica a las distintas fallas por licuefacción, interiorizando acerca de la importancia en su evaluación y qué parámetros son necesarios al momento de considerar o evaluar una estructura geotécnica como lo es un depósito de relave susceptible a la licuefacción estática. Por lo que la principal motivación del presente capítulo es dar una apreciación histórica con las respectivas consecuencias ecológicas, como también económicas de las distintas fallas por licuefacción estática tanto a nivel local como también en la mirada global.

5.1 Static liquefaction of sands: (1) Fort Peck Dam

El embalse de Fort Peck es un clásico ejemplo de una licuefacción estática. La construcción del embalse se inició en 1934 en el río Missouri en Montana, Estados Unidos, a unos 110 km al sur de la frontera con Canadá. Para su construcción se utilizó un llenado hidráulico mediante dragado hidráulico. Las arenas de los ríos y los suelos aluviales de grano fino se bombearon y descargaron de las tuberías a lo largo de los bordes exteriores del relleno, formando así playas con pendiente hacia la piscina del núcleo central. La graduación del material depositado resultante fue desde el más grueso en el bode exterior del relleno hasta el más fino en la piscina central. La base consistía en arenas aluviales, gravas y arcillas, sustentadas por lutitas Bearpaw que contenían capas bentoníticas. Al momento de completarse la represa Fort Peck era la represa más grande del mundo por volumen, cinco veces más grande que la siguiente represa más grande.

Se produjo un gran deslizamiento en el talud aguas arriba del embalse, cerca del final de la construcción en 1938. En el momento de la falla, el embalse tenía unos 60 metros de altura con una pendiente media de 4H:1V. La falla ocurrió en una sección de 50 metros y fue precedida por un abultamiento de al menos 12 horas antes de la falla. Algún tiempo después de estas deformaciones iniciales, se desarrolló un

deslizamiento de flujo, con desplazamientos muy grandes de hasta 450 metros y pendientes finales muy planas (20H:1V aproximadamente). Se movilizaron cerca de 7,5 millones de m³ de material. La apariencia posterior a la falla fue la de bloques intactos en una masa de material completamente alterado. Había zonas entre islas de material intacto que parecían estar en una condición rápida con evidentes volcanes de arena. Las Figura 5-1 muestran una vista aérea de la falla del embalse Fort Peck que ilustra la naturaleza del deslizamiento y la gran distancia recorrida por la masa fallida.



Figura 5-1: Fotografías aéreas de la falla del embalse Fort Peck. Fuente: Sigmundstad, 2015.

El deslizamiento del Fort Peck fue investigado por una junta de revisión de nueve personas, cuyos miembros tenían diversos puntos de vista sobre la causa de la falla. La mayoría de la junta concluyó que el deslizamiento fue causado por una falla por corte de la base del esquisto y que “la medida en que el deslizamiento avanzó río arriba puede deberse, en cierto grado, a una licuefacción parcial del material en el deslizamiento”. La opinión minoritaria (incluyendo a Casagrande) fue que la “licuefacción fue provocada por una falla por corte en la lutita, y que la gran magnitud de la falla se debió principalmente a la licuefacción”. Sin embargo, Casagrande (1975) informa que también se vio obligado a concluir que la arena situada por debajo de la línea crítica de relación de vacíos, tal como la había definido en 1936, también puede licuarse. Estudios complementarios realizados por el cuerpo de ingenieros del Ejército poco después del deslizamiento indican que la densidad relativa de la arena era probablemente del 45% al 50%.

Después de la falla, se realizaron varias calicatas en el talud intacto para la medición de la relación de vacíos. Los ensayos de densidad crítica se realizaron a partir de muestras representativas con varios contenidos de limo en su interior, los resultados se muestran en la Figura 5-2. Aunque existe un rango bastante amplio para los estados críticos medidos, como consecuencia de los diferentes sedimentos de una muestra a otra, hay un patrón claro de comportamiento medido. En otras palabras, los parámetros de la CSL están en el rango de $0.84 < \Gamma < 1.04$ y $\lambda_{10} \approx 0.19$. Si bien el rango de Γ no es considerable para un relleno de arena con limo, λ indica quizás un poco más de compresibilidad de lo que se hubiera esperado de las gradaciones de relleno.

Las relaciones de vacíos in-situ medidas también se muestran en la Figura 5-2, y estas son más densas que los estados críticos medidos. Las relaciones de vacíos medidas se encuentran justo por debajo de la banda de estados críticos medidos, de modo que el $\psi \approx -0.01$ más suelto. Asumiendo una mediana para las mediciones del estado crítico da $\psi \approx -0.05$ con límite superior $\psi \approx -0.10$. Un rango razonable para el parámetro de estado característico del relleno fallido es la mitad inferior de este rango, es decir, $-0,05 < \psi < -0,01$. Lamentablemente, no se tienen pruebas de penetración desde el momento de la falla, ni siquiera en la parte del talud aguas arriba que no falló.

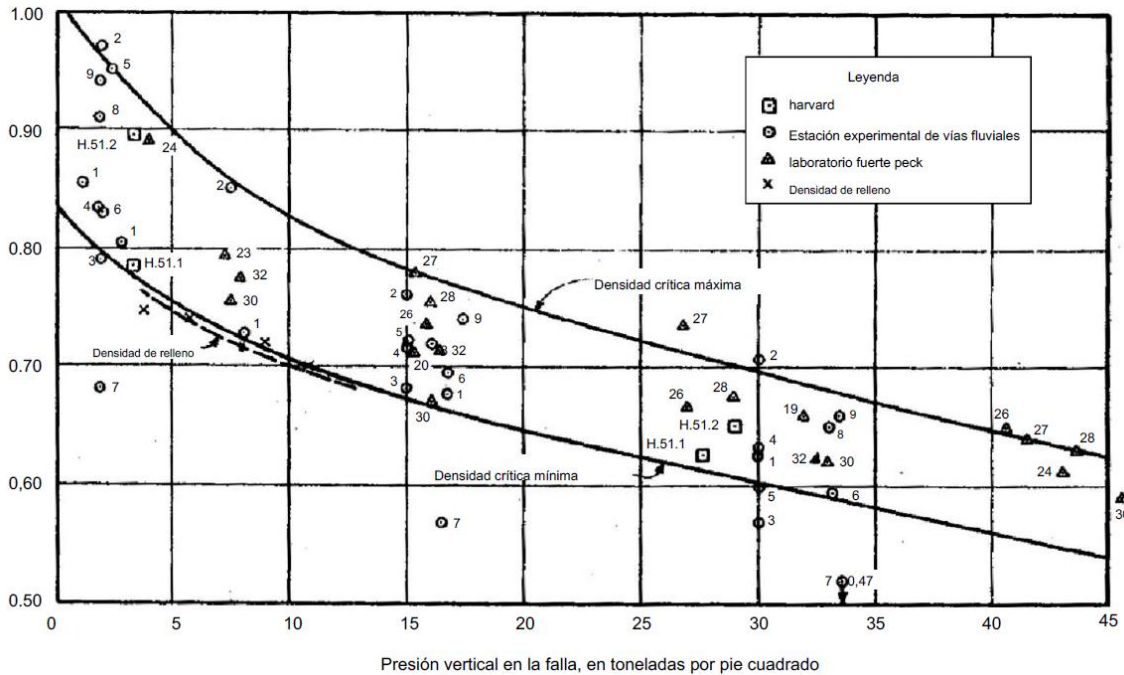


Figura 5-2: Resumen del estado crítico del material de revestimiento del Fort Peck. Fuente: Modificado de Middlebrooks (1940).

Por otro lado, la resistencia residual movilizada se puede estimar a partir de la configuración posterior a la falla si se desprecian las fuerzas de inercia durante la desaceleración. Sin embargo, existen incertidumbres acerca de los que se considera como la pendiente posterior a la falla. Por ejemplo, si se usa la configuración final bruta de la sección de la presa de modo que las distancias se midan desde la base hasta el talud posterior, la altura posterior a la falla es de aproximadamente 49 metros con aproximadamente un tercio de esta altura compensada por el agua retenida por el embalse. La distancia horizontal correspondiente desde la base hasta el talud es de unos 730 metros, lo que arroja una pendiente media de 1V:15H. Si la atención se limita al material del talud aguas arriba, entonces se infiere un rango de $24m < H < 30m$ con todo esto efectivamente contrarrestado por el agua retenida, la distancia horizontal correspondiente sobre la que existía esta pendiente estaba en el rango de 300 a 450 m, dependiendo de dónde se indique el coronamiento. Con ello, el rango de pendientes para esta vista de la falla es de alrededor de 1V:12H a 1V:15:H.

Por lo tanto, considerando la vista de altura completa, una extrapolación de los gráficos de estabilidad de Taylor a la pendiente 1V:15:H. arroja un $s_r/\gamma H < 0.04$. Considerando que el tercio inferior del talud esté sumergido, con un peso unitario de $\gamma \approx 15 \text{ kN/m}^3$. El uso de este peso unitario promedio en la relación del gráfico de estabilidad arroja un $s_r = 30 \text{ kPa}$. La visión alternativa de que solo es relevante la configuración posterior a la falla del armazón aguas arriba, donde se usa el peso unitario sumergido debido al agua retenida, implica a un $s_r = 10 \text{ kPa}$. Estas resistencias podrían incrementarse levemente para capturar los efectos de inercia del deslizamiento, pero también hay marcadas influencias 3D que habrían actuado en el sentido opuesto. En general, parece mejor aceptar las incertidumbres en este caso histórico y adoptar una banda de $10 \text{ kPa} < s_r < 30 \text{ kPa}$.

Finalmente, cabe destacar que la falla del embalse Fort Peck es relevante ya que parece haber puesto fin de manera efectiva a la práctica de la construcción de represas de retención de agua con relleno hidráulico en Estados Unidos. Después de Fort Peck, se convirtió en una práctica normal compactar rellenos de arenas en los embalses.

5.2 Tranque La Africana, Región Metropolitana, Chile.

El tranque de relaves La Africana es un depósito de relaves ubicado en la región metropolitana, precisamente en la comuna de Pudahuel, cercano a la ruta 68 y junto al río Mapocho. Este depósito originalmente pertenecía a la empresa Santiago Mining Company del Grupo Anaconda y actualmente pertenece a la Sociedad Minera Nueva Pudahuel S.A. y almacena los desechos producidos producto del proceso de flotación de Cobre de la ex mina La Africana. Actualmente, el depósito se encuentra en abandono y en proceso de plan de cierre voluntario, aprobado el año 2002 por parte del SERNAGEOMIN.

El proceso de extracción de material se hacía de forma mecanizada por medio del método de piques profundos, y de acuerdo a Noticiario Enelco (1958) comenzó dicha producción en 1957 tras su reapertura. La ley de material de cobre que se extraía era del orden del 3,5% y la producción anual era de 5000 toneladas de concentrado de cobre.

El 23 de marzo del año 1965, producto del terremoto ocurrido en La Ligua, el prisma resistente del muro del depósito falló generando un flujo de material licuado de aproximadamente 200 metros aguas abajo. Este incidente no dejó pérdidas humanas, pero sí problemas ambientales en el sector, si, embargo, prácticamente pasó desapercibido debido que durante el mismo evento sísmico, otros depósitos de mayor envergadura fallaron dejando una serie de víctimas fatales. Un ejemplo de esto ocurrió en la mina El Soldado, situada a 30 kilómetros del epicentro en donde según Dobry (1965), dos de los tres tranques de relaves ubicados en esa zona cedieron, vaciando su contenido y arrasando con parte del pueblo El Cobre que se encontraba al pie del mayor de los tranques dejando más de 300 víctimas fatales.

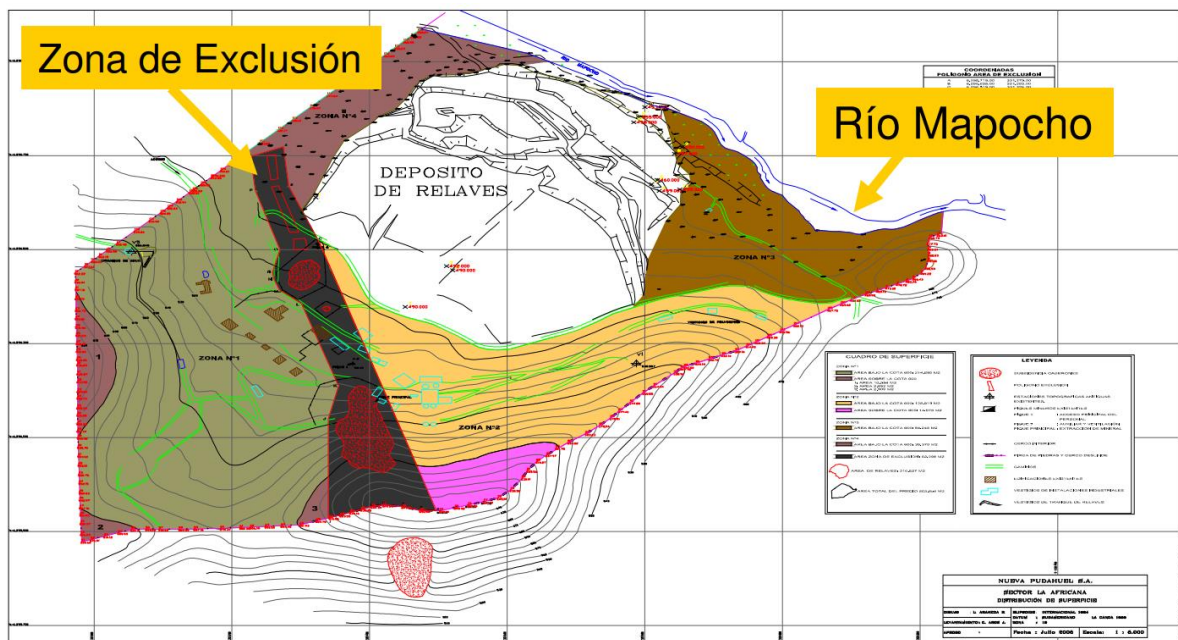


Figura 5-3: Topografía y depósito de relaves La Africana. Fuente: SMP, 2010.

Actualmente, se aprecia que la operación del depósito comprendía depositación en a lo menos tres celdas divididas por pretilos interiores en la cubeta. Por otro lado, en la zona de la falla, se aprecian grandes secciones del muro, constituido por arenas cicladas, desplazadas aguas abajo producto de la licuefacción y movilización de grandes bloques del prisma resistente. Esta movilización continuó hasta el contacto con el río Mapocho aproximadamente a unos 150 metros aguas abajo (Figura 5-4). A través del perfil de estas secciones, se aprecia un método constructivo aguas arriba con anchos de coronamiento variable desde unos cuantos centímetros a unos varios metros. A través de ensayos de penetración in-situ, se han registrado zonas superficiales cementadas con un alto índice de penetración seguidas por zonas blandas a muy blandas en profundidad. El espesor máximo de la cubeta es de aproximadamente 14 metros cercano a la zona central del muro.

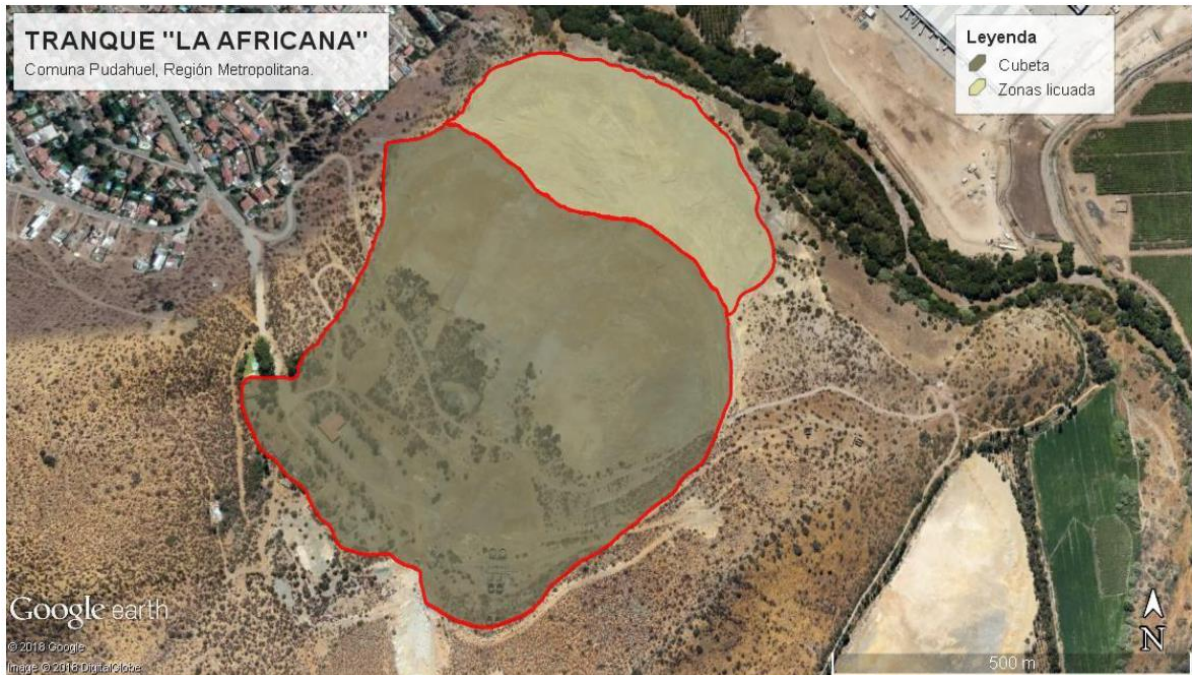


Figura 5-4: Zona desplazada de tranque La Africana. Fuente: Rojas, 2018.

5.3 Tranque Las Palmas, Región del Maule, Chile

El tranque de relaves Las Palmas es un depósito de relaves provenientes de la extracción de oro, ubicado aproximadamente a 30 [km] al noroeste de la ciudad de Talca, en la región del Maule, Chile. Este tranque, inició su construcción en el año 1981 y contempló 4 etapas que ocurrieron entre 1981 y 1998. Cada etapa incluyó la construcción inicial de terraplenes de contención y la depositación hidráulica de relaves, terminándose a con una altura máxima del muro de 28 metros de altura y una pendiente por sobre la presa de 4:1.

El terremoto del 27 de febrero de 2010 en el Maule, Chile, es el evento sísmico que resultó en la falla del tranque Las Palmas, donde este sismo es está catalogado como el sexto terremoto más grande registrado desde el año 1900. El sismo ocurrió a las 3:34 de la madrugada, con una magnitud de momento de 8,8 y tuvo su epicentro frente a la costa de la región del Biobío, Chile. El hipocentro se ubicó a una profundidad aproximada de 35 [km], a 95 [km] de la costa y a 335 [km] al suroeste de Santiago. El tranque de relaves Las Palmas experimentó una falla de flujo inducida por licuefacción debido a un fuerte movimiento del suelo, lo que produjo un desborde de aproximadamente un tercio de kilómetro (GEER, 2010). La falla de flujo resultó en la muerte de cuatro personas y causó la degradación ambiental del área circundante.

El lugar del colapso del tranque, fue investigado por personal de GEER el 11 de marzo de 2010 y una visita de seguimiento el 28 de marzo de 2010 para realizar mediciones de LIDAR y V_s . El equipo de reconocimiento encontró la falla de flujo marcada por grandes fracturas y volcanes de arena a través del material colapsado y lugares cercanos (Figura 5-5) que evidencian la ocurrencia del fenómeno de licuefacción.



Figura 5-5: Volcanes de arenas presentes en el colapso del tranque Las Palmas. Fuente: GEER, 2010.

Una investigación realizada por el DICTUC, realizó una revisión histórica del proceso constructivo del tranque Las Palmas, donde la limitada información disponible indica que durante la Etapa 4, el muro de aguas abajo se construyó casi encima del muro aguas abajo construido durante la Etapa 1 (DICTUC, 2012). La Etapa 3 cubrió toda el área (Figura 5-6), lo que resultó en un plano horizontal continuo potencialmente débil entre el material inferior y el superior. Durante el sismo, la Etapa 4 actuó como masa impulsora en la cabecera del talud. El límite entre la Etapa 3 y el material debajo de ella se convirtió en la zona en la que ocurrió la licuefacción.

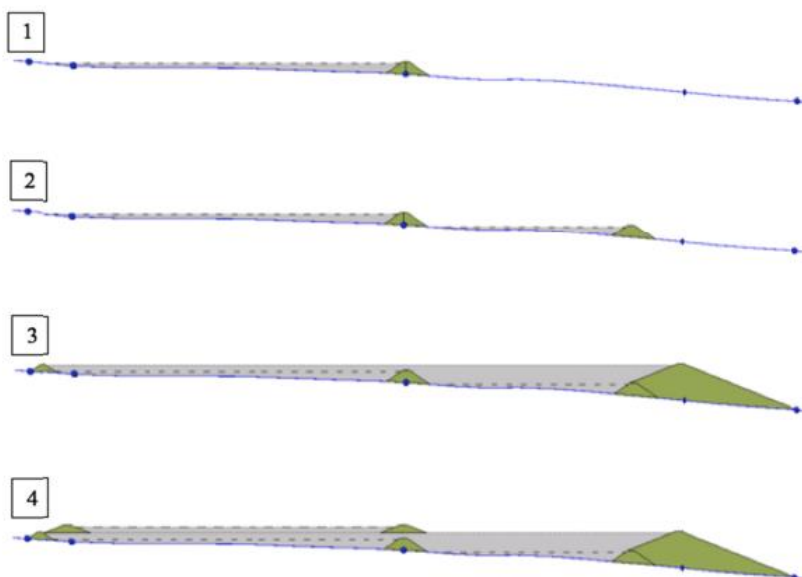


Figura 5-6: Etapas 1-4 de construcción del tranque de relaves. Fuente: DICTUC, 2012.

Mediante un estudio de back-análisis a partir de ensayos in-situ como SPT y CPTu, se determinó una resistencia residual post-licuefacción $\approx 7,8$ [kPa] y $\approx 8,7$ [kPa] representan límites para un análisis de falla en capas, y una resistencia residual $\approx 8,4$ [kPa] representa un análisis completo de falla de flujo. El promedio de estas tres resistencias residuales $\approx 8,3$ [kPa] que representa la resistencia residual posterior al gatillamiento de la licuefacción estimada para este caso de estudio, con un coeficiente de variación nominal del 5,5 % estimado a partir del análisis de sensibilidad. Con base en la información evaluada

en este estudio, la falla de flujo de Las Palmas se puede resumir con los siguientes valores medios y coeficientes de variación estimados.

A partir de este análisis de determinación de la resistencia residual post-licuefacción, es posible comparar su resistencia con las distintas propuestas presentes en la literatura, en donde la evaluación para el presente caso histórico de licuefacción se presenta mediante una elipse, de modo de capturar la incertidumbre en su evaluación (PEER Report, 2019/01).

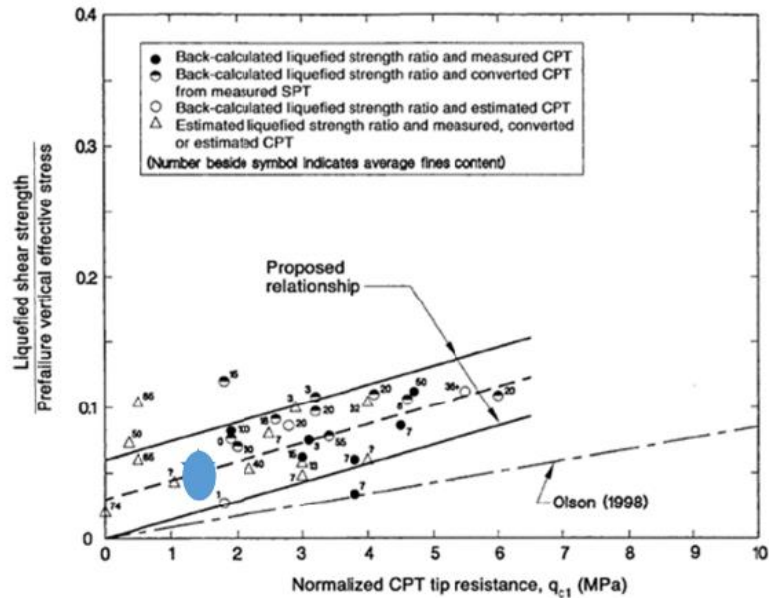


Figura 5-7: Evaluación de la resistencia residual licuada según Olson y Stark (2002). Fuente: PEER Report, 2019/01.

5.4 Depósito Nro 1 de la mina Córrego de Feijão, Brumadinho, Região Metropolitana de Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

El depósito de relaves de la mina Córrego de Feijão se encontraba ubicada cerca de Brumadinho en Belo Horizonte, era un depósito de relaves de hierro, construida inicialmente por Ferteco Meneração y adquirida el 27 de abril de 2001 por Vale. La metodología constructiva del depósito era mediante la técnica de depositación aguas arriba, lográndose una altura de coronamiento de 86 metros con una longitud del muro de 720 metros luego de una depositación durante 37 años en 10 elevaciones. Los relaves dispuestos ocupaban un área de 249.500 m² con un volumen de 11,7 millones de m³. No se construyeron nuevas elevaciones/etapas luego del año 2013 y la depositación cesó en julio del año 2016.

El depósito inicial contenía características que impedían el drenaje a través de la base y no se instaló un drenaje interno importante durante la construcción de las etapas posteriores y drenajes verticales tipo chimenea en algunos de las etapas superiores. Las mantas de drenaje y los drenajes verticales en los incrementos posteriores se realizaron en respuesta a filtraciones observadas por sobre el pie del talud. Si bien el diseño inicial comprendía una pendiente relativamente empinada, después de la tercera etapa, se ajustó la inclinación del talud y se retrasó aguas arriba el siguiente incremento para enderezar el alineamiento general de la coronación del depósito (Figura 5-8). Este retroceso redujo la pendiente general del depósito, pero acercó la parte superior del mismo a la laguna de aguas claras y también más cerca del futuro nivel freático. A través de imágenes aéreas y satelitales previas a la falla se puede apreciar que en ocasiones el agua estaba cerca del coronamiento del muro, lo que propició la generación de relaves débiles cerca del coronamiento del muro además de capas intercaladas de relaves finos y gruesos al interior del depósito.

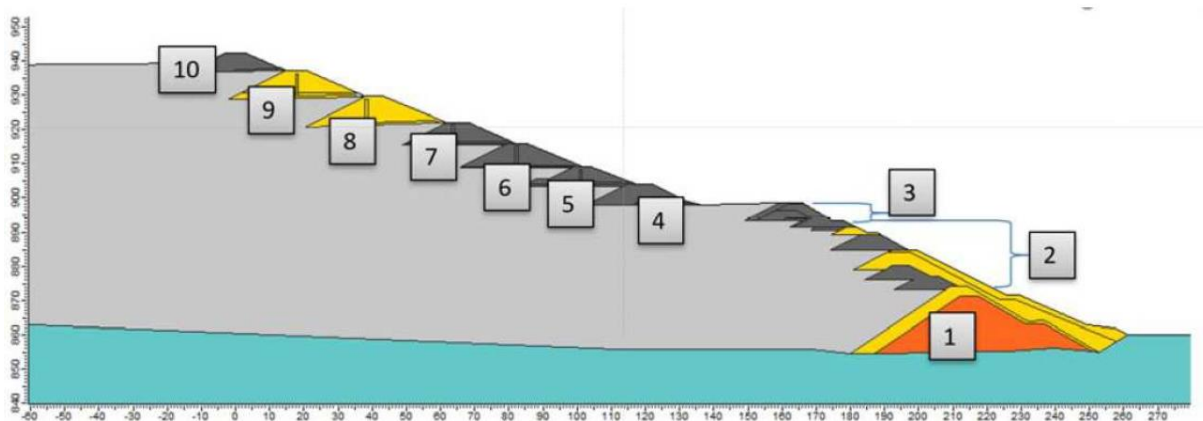


Figura 5-8: Etapas constructivas del depósito Nro 1 de la mina Córrego de Feijão. Fuente: Robertson et al., 2019.

La falta de instalaciones que garanticen un buen drenaje, junto con la presencia de capas de relaves finos menos permeables dentro del depósito, resultó en que el depósito tuviera un alto nivel freático. Las filtraciones en el talud del depósito se apreciaron periódicamente desde el cuarto levantamiento.

A pesar de que la depositación de los relaves cesó a mediados del 2016, la revisión de los piezómetros instalados dentro del depósito mostró que el nivel del agua no se redujo significativamente después del cese de la depositación de los relaves. Los niveles de agua en la parte superior del depósito descendieron lentamente, pero permanecieron altos en la región inferior. Lo anterior, se vio favorecido principalmente por las altas precipitaciones regionales de la estación lluviosa combinadas con un drenaje interno limitado.

El día 25 de enero de 2019, el depósito B-1 de la mina de hierro de Córrego do Feijão, sufrió una falla repentina que se movilizó rápidamente río abajo liberando casi la totalidad de los relaves contenidos (12 millones de m³) viajando a una velocidad de hasta 120 km/h, la ola de relave viajó aproximadamente 7 km aguas abajo hasta llegar al río Paraopeba, destruyendo así un puente del ramal ferroviario de la mina extendiéndose a partes de la comunidad local de Vila Ferteco y matando la vida en el río e inhibiendo la producción de agua potable en los asentamiento a lo largo del río. Este desastre se llevó consigo la vida de 267 personas, y varias siguen aún desaparecidas.

Previo a la falla se desarrollaron grandes investigaciones geotécnicas que incluyeron sondajes, muestreo, ensayos CPTu, veleta de corte (FVT) y perfiles de velocidad de onda de corte (V_s). Esta data proporcionó información detallada sobre la naturaleza, la consistencia y la distribución de los materiales, así como las presiones intersticiales de agua dentro del depósito.

Los datos históricos de ensayos CPTu, junto con los pesos unitarios (26 kN/m³) y las presiones de agua apropiadas, indican que los relaves estaban predominantemente sueltos, saturados y contractivos a grandes deformaciones (Figura 5-9). Los ensayos de laboratorio realizados como parte de la investigación a partir de muestras representativas reconstituidas de los relaves mostraron un comportamiento frágil, es decir, con pérdida de resistencia. Esta pérdida de resistencia frágil también se observó en los datos históricos de FVT y CPTu y en algunos ensayos históricos de laboratorio. Los ensayos de laboratorio también mostraron que las muestras sueltas de relaves acumularían tensión bajo carga constante (fluencia).

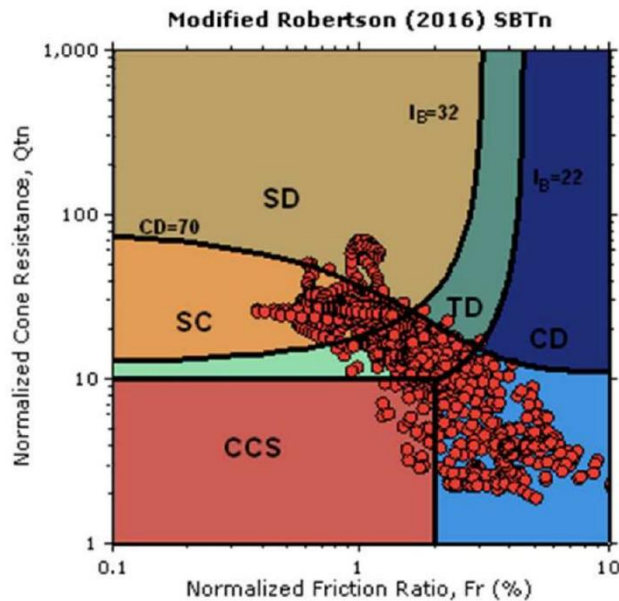


Figura 5-9: Ensayo CPTu PZE-29-35 realizado en el depósito de relaves de la mina Córrego de Feijão.

Fuente: Robertson et al., 2019.

Dicho de otro modo, los relaves estaban sueltos, predominantemente saturados y adheridos producto de la oxidación. Combinadas todas estas características dieron como resultado que el material tenía un potencial para una pérdida de resistencia rápida y significativa a tensión constante. El carácter rígido y frágil de los relaves es consistente con la falta de deformaciones observables antes de la falla y la respuesta repentina y rápida luego de la falla.

En resumen, los siguientes antecedentes propiciaron las condiciones para la inestabilidad del depósito B-1:

- Un diseño inicial proponía una pendiente construida aguas arriba de manera empinada.
- La gestión del agua dentro del depósito de relaves en oportunidades permitía que la laguna se acercara al coronamiento del muro, lo que resultó en la depositación de relaves débiles cerca del muro.
- Un retraso en el posicionamiento de la etapa 4 del diseño empujó las partes superiores del talud sobre relaves finos más débiles.
- Falta de drenaje interno significativo resultó en un nivel de agua constantemente alto al interior del depósito, particularmente en las cercanías del pie del talud.
- Alto contenido de hierro, lo que resulta en relaves pesados con unión entre partículas. Esta unión creó relaves rígidos que eran potencialmente muy frágiles.
- Lluvias regionales e intensas durante la estación lluviosa pudieron resultar en una pérdida significativa en la succión, produciendo una pequeña pérdida de resistencia en los materiales no saturados por sobre el nivel freático.

En base a los puntos anteriores, se determinó que la falla y posterior deslizamiento resultante fueron resultado de la licuefacción de flujo dentro de los relaves en el depósito. Los antecedentes antes descritos creó un depósito que estaba compuesta principalmente por relaves sueltos, saturados, pesado y frágiles que tenían grandes tensiones de corte dentro del talud aguas abajo, lo que resultó en un depósito marginalmente estable, es decir, cerca de fallar en condiciones no drenadas. Las pruebas de laboratorio mostraron que la cantidad de tensión necesaria para desencadenar la pérdida de resistencia podría ser muy pequeña, especialmente en los relaves más débiles, y con ello, los componentes antes descritos fueron los principales factores que hicieron posible la licuefacción de flujo.

5.5 Licuefacción inducida por vibraciones de maquinarias

Si bien los sucesos de gatillamiento cíclico descritos anteriormente, tienen un origen sísmico, adicionalmente se pueden desencadenar gatillamientos de la licuefacción producto de vibraciones de maquinarias, como lo es el caso de un camino de relleno de material granular a través de un lago en Michigan, USA. Hryciw et al. (1990) menciona que este evento se suscitó a través de un camino de relleno construido con material de arena media a fina que posibilitaba el cruce a través del lago Ackerman. El material de relleno fue depositado luego de haber removido los sedimentos sueltos desde la base del lago. La depositación se realizó desde la superficie y se compactó el relleno en el momento que este se encontraba en superficie. La superficie del camino sobresalía entre 2 a 4 metros sobre la superficie del lago. El talud del relleno comprendía a un costado una pendiente de 2H:1V, mientras que del otro lado 4H:1V.

En junio de 1987, el camino de relleno fue cruzado por un tren de 6 camiones de vibración para la exploración geofísica de petróleo. Estas vibraciones se realizaban a partir de un motor excéntrico controlado computacionalmente con una frecuencia típica de 8 a 58 Hz por un periodo de 8 segundos. Lo anterior implica 264 ciclos de amplitud uniforme durante una medición. Esta metodología implica la vibración de 6 camiones conectados electrónicamente, de modo que las vibraciones se realicen en fase con una separación de 74 metros entre cada medición.

Durante una de estas mediciones, el camino de relleno falló por licuefacción inducida producto de las vibraciones geofísicas donde dos de los camiones quedaron completamente sumergidos (Figura 5-10). Los conductores indicaron que sintieron como si el suelo desapareciera completamente dejándolos caer prácticamente en caída libre durante el deslizamiento hacia el lago. La falla fue lo suficientemente rápida para causar una ola de 4,5 metros de altura y destruir un muelle cercano.



Figura 5-10: Falla por licuefacción inducida del relleno del lago de Ackermann producto de vibraciones geofísicas. Fuente: Hryciw et al. (1990).

5.6 Resumen de lecciones aprendidas a partir de los casos históricos de licuefacción

El presente capítulo tuvo por analizar la naturaleza de los distintos sucesos históricos en los que se ha desarrollado la licuefacción de modo de introductorio al análisis de la licuefacción. Como se pudo analizar, en los últimos años han ocurrido una serie de eventos en los que se ha desarrollado la licuefacción a partir de elementos gatillantes de distinta naturaleza, como lo es el caso de la carga no drenada, aumento en la presión de poro, demanda cíclica de origen sismogénico o inclusive producto de

máquinas vibratorias. Las observaciones claves realizadas a partir de los casos históricos de licuefacción se pueden resumir en los siguientes puntos:

- La licuefacción es un comportamiento asociado al exceso de presión intersticial de agua, pero no necesariamente no drenado y el movimiento de este exceso de presión de poro a través del suelo durante el tiempo puede ser crucial.
- El exceso de presión de poro puede tener un origen a partir de una sollicitación cíclica, como un sismo (La Africana, Las Palmas) o a partir de fuerzas externas (Molikpaq).
- El exceso de presión de poro puede tener un origen a partir de una sollicitación monótona si el suelo está lo suficientemente suelto (Fort Peck). Incluso si las deformaciones son evidentes durante algunos días previos, la transición a grandes presiones de poro de agua es normalmente rápida.
- Reducir el esfuerzo efectivo debido al incremento del nivel freático puede gatillar la licuefacción.
- La licuefacción implica aumento en las deformaciones y puede desencadenar un deslizamiento si el suelo está lo suficientemente suelto. Incluso si no se desencadena un deslizamiento, las deformaciones pueden ser lo suficientemente grandes para provocar fallas operacionales de las estructuras.
- Los estratos de suelos naturalmente tienen una densidad variable, por lo que la distribución y estructura de los suelos pueden jugar un rol crucial.

En resumen, este capítulo ha proporcionado un análisis detallado de algunas de las fallas por licuefacción más significativas en todo el mundo, destacando la devastación que pueden causar y la necesidad apremiante de comprender y prevenir este fenómeno geotécnico. Estos casos históricos nos han brindado valiosas lecciones sobre las condiciones y los factores desencadenantes que contribuyen a la licuefacción del suelo, lo que, a su vez, fortalece la base de nuestro conocimiento y enfoque hacia la mitigación de riesgos. En el próximo capítulo, se explorarán con mayor detalle los métodos y estrategias actuales para prevenir y mitigar la licuefacción del suelo, construyendo sobre la base de las lecciones aprendidas de estos trágicos eventos.

CAPÍTULO VI

Evaluación de la Licuefacción Estática y Cíclica a partir de Ensayos CPTu

Como se mencionó en acápites anteriores, el concepto de licuefacción se puede resumir en la pérdida de la resistencia al corte producto del aumento de la presión de poro de agua, donde los suelos susceptibles a la ocurrencia de este fenómeno son los que presentan tendencia a la contracción volumétrica bajo carga, un ejemplo de esto son las arenas sueltas saturadas o cercanas a la saturación.

Por la naturaleza de depositación de los relaves en depósitos convencionales, es decir, materiales granulares y/o finos no plásticos, que son dispuestos hidráulicamente (bajo contenido de sólidos), tienden a formar capas de material a baja densidad relativa, saturadas o cercanas a la saturación, y por consiguiente susceptibles a la licuefacción producto del posible desarrollo de sollicitaciones no drenadas, que ponen en peligro la estabilidad física de la estructura de forma global.

Dada la importancia del fenómeno en suelos granulares, y en particular, en arenas de relaves, a continuación, se presenta una revisión de la evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción y potencial de licuefacción estática y sísmica.

6.1 Licuefacción Cíclica

El fenómeno de licuefacción cíclica ocurre en aquellos suelos que bajo una demanda o carga cíclica no drenada incrementan su presión intersticial de modo que el esfuerzo efectivo disminuye de tal manera que ocurre la inversión del esfuerzo de corte, donde la resistencia de corte es menor a la sollicitación de corte. Si bien las deformaciones durante la sollicitación cíclica pueden acumularse, generalmente se estabilizan poco después que cesa la carga cíclica.

A continuación, se presenta la metodología de análisis para la determinación de la licuefacción cíclica a través del proceso de análisis constituido por las siguientes etapas:

1. Evaluación de la Susceptibilidad a la Licuefacción Cíclica
2. Gatillamiento de la licuefacción cíclica
3. Evaluación de deformaciones post-sísmicas

Las cuales serán materia de análisis en los siguientes acápites.

6.1.1 Evaluación de la Susceptibilidad a la Licuefacción Cíclica

Por muchas décadas, se creyó que la licuefacción estaba limitada solo a depósitos de arena. Lo anterior, debido a que los depósitos de granulometría más fina son considerados incapaces de generar altos valores de presión de poros, y por consiguiente la disminución de la resistencia al corte. Del mismo modo, los suelos de granulometría más gruesa son considerados muy permeables para que se desencadene un incremento en la presión de poro de agua. No obstante, se ha ampliado el criterio a partir de la granulometría, lo anterior debido a que estudios de Ishihara (1984), determinó que las características de plasticidad son más influyentes que la granulometría en el caso de los suelos finos, como los relaves.

Por ejemplo, Seed et al. (1983), realizaron estudios a partir de arcillas que experimentan pérdida de resistencia al corte como resultado de una demanda sísmica. El estudio reveló que las arcillas que contienen un contenido de finos menores a 0,005 [mm] en una proporción menor a un 15%, con un límite líquido menor al 35% y un contenido de agua mayor al 90% del límite líquido son arcillas que pueden ser vulnerables a sufrir grandes pérdidas de resistencia como resultado de una cierta demanda sísmica. Marcuson et al. (1990), resumió esta propuesta en la gráfica de la Figura 6-1. Con ello, las arcillas que no clasifican dentro de los límites propuestos se consideran no vulnerables ante el fenómeno de licuefacción.

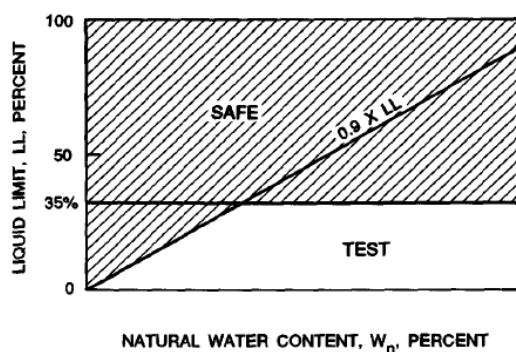


Figura 6-1: Susceptibilidad a la licuefacción a partir del contenido de agua y el límite líquido.

Fuente: Marcuson et al. (1990).

Por otro lado, Bray y Sancio (2006), elaboró una gráfica (Figura 6-2) en la cual establece tres clasificaciones en torno a la susceptibilidad a la licuefacción, los cuales están determinados por el Índice de Plasticidad (IP) y el contenido de humedad respecto del Límite Líquido del suelo. Determinando, que para suelos con un $IP < 12$ y un contenido de humedad mayor al 85% del límite líquido, el suelo posee susceptibilidad a la licuefacción.

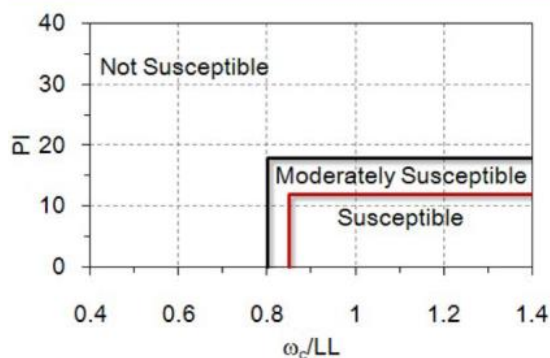


Figura 6-2: Susceptibilidad a la licuefacción a partir de la plasticidad y el contenido de humedad. Fuente:

Bray y Sancio, 2006.

De forma similar, Idriss y Boulanger (2006), determinaron que el comportamiento de los suelos como material granular o material fino está determinado por el IP (Figura 6-3). Esta división se produce luego de una zona de transición, sin embargo, de manera conservadora, es posible determinar que un suelo se comportará como un material fino si su $IP > 7$. Por lo tanto, los suelos con un $IP > 7$ no experimentarán pérdida de resistencia producto de la licuefacción, más bien desarrollarán una degradación de la rigidez. Por el contrario, si el suelo contiene un $IP < 7$, el suelo será susceptible a experimentar la pérdida de resistencia por el fenómeno de licuefacción o licuación. Lo anterior, debido a que las arcillas, no van a fallar de forma abrupta, por lo que en general generan deformaciones manteniendo una alta resistencia. En cambio, las arenas, fallan de manera súbita o con resistencias residuales muy bajas.

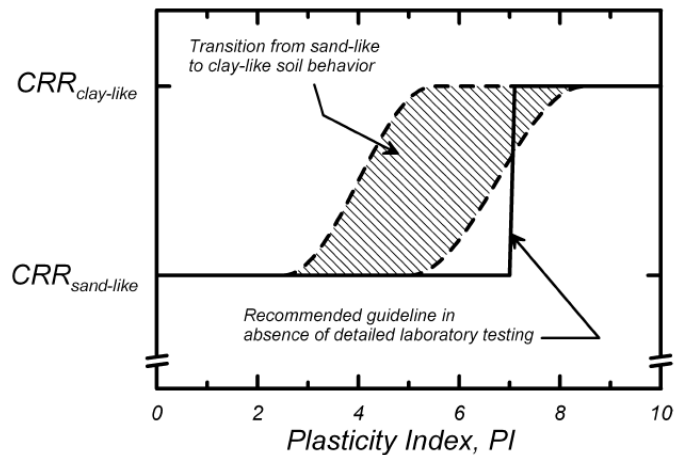


Figura 6-3: División entre el comportamiento como arena v/s comportamiento como arcilla. Fuente: Idriss y Boulanger, 2006.

Por su parte el análisis de susceptibilidad a la licuefacción a partir de ensayos CPTu se debe tener en cuenta este tipo de comportamiento, donde para ello, Roberson (2016) menciona que los suelos que poseen un comportamiento tipo arena ante la penetración de CPTu, son los suelos que poseen un $I_c < 2,8$ o $I_B > 22$. En cuanto a los suelos con un comportamiento arcilloso, i.e. no drenado, si bien generalmente no son susceptibles a la licuefacción cíclica, pueden experimentar un ablandamiento cíclico. El comportamiento tipo arcilla se encuentra limitado por el $I_c > 2,8$ o $I_B < 22$. Por lo anterior, existe una zona transicional de un comportamiento similar al de la arena al similar al de la arcilla delimitado por $22 < I_B < 32$ (aproximadamente $2,5 < I_c < 2,8$). Para corroborar el comportamiento de los suelos en la zona transicional es necesaria la profundización mediante estudios adicionales de laboratorio.

6.1.2 Gatillamiento de la licuefacción cíclica

Seed y Idriss (1971) propuso una metodología simplificada para la estimar el potencial de licuefacción cíclica debido a una sollicitación sísmica, a partir de una metodología aplicable a sitios sin pendientes (terreno llano). La metodología requiere una estimación del perfil de la razón de resistencia cíclica (CSR) causados por el sismo de diseño y la razón de resistencia cíclica (CRR) del terreno. Si el CSR es mayor que el CRR, se infiere que puede ocurrir la licuefacción cíclica. EL CRR del suelo se estima con base en el desempeño histórico de casos vinculados a la resistencia a la penetración (evaluación in-situ) o a partir de ensayos específicos de laboratorio como lo son los triaxiales cíclicos o corte simple cíclico (CDSS). Si bien se han sugerido métodos alternativos para estimar el CRR basados en un enfoque directo, los métodos basados en el historial de casos siguen siendo el enfoque más popular. Por otro lado, el CSR generalmente se estima en función de la probabilidad de ocurrencia de un terremoto determinado, donde es posible llevar a cabo un análisis de sismicidad específico del sitio (estudio de peligro sísmico y propagación local de ondas) para determinar el perfil de CSR de diseño en profundidad. Además, Seed et al. (1971) desarrollaron un método simplificado para estimar el CSR basado en la aceleración horizontal máxima (peak) en superficie (a_{max}) y el factor de reducción en profundidad (r_d) en el sitio:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left[\frac{a_{max}}{g} \right] \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d$$

Donde:

- τ_{av} Esfuerzo de corte cíclico promedio;
- g Aceleración de gravedad;
- $\sigma_{vo}, \sigma'_{vo}$ Esfuerzo total y efectivo al momento de la sollicitación cíclica;

Originalmente, Seed et al. (1971), estimaron el factor de reducción dependiente de la profundidad (en metros) a partir de la siguiente expresión:

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765z & \text{si } z < 9.15 \\ 1.174 - 0.267z & \text{si } 9.15 < z < 23 \\ 0.744 - 0.008z & \text{si } 23 < z < 30 \\ 0.5 & z > 30 \end{cases}$$

Considerando lo anterior, se puede definir el factor de seguridad (FS) ante la licuefacción cíclica como sigue:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF$$

Donde MSF (Magnitud Scaling Factor) es el factor de amplificación por magnitud del sismo a partir de un $c_{7.5}$ asociado a un sismo de magnitud de 7.5. Este factor de amplificación para magnitud (M) del sismo de diseño es posible estimarlo a través de la recomendación de la NCEER (1998) como:

$$MSF = \frac{174}{M^{2.56}}$$

Complementariamente, Juang et al. (2006) y Ku et al. (2012) relacionaron el factor de seguridad (FS) con la probabilidad de licuefacción (P_L por sus siglas en inglés – Probability of licuefaction) para el método basado en la metodología propuesta por Robertson y Wride (1998) aplicable a ensayos CPT a través de la siguiente expresión:

$$P_L = \frac{1}{1 + (FS/0.9) * 6.3}$$

No obstante, la evaluación de la razón de resistencia cíclica depende del tipo de comportamiento del suelo, es decir, si este posee un comportamiento tipo Arena, Arcilla o de transición entre las anteriores. Por lo tanto a continuación, se realizará una revisión de las expresiones más populares en la industria para la determinación de la razón de resistencia cíclica (CRR) a partir del comportamiento del suelo, es decir, comportamiento tipo i) Arena ii) Transición, y iii) Arcilla.

6.1.2.1 Evaluación del CRR para Arenas

Seed and Idriss (1985) desarrollaron un método para estimar la razón de resistencia cíclica (CRR) para arenas limpias asociado a condiciones de suelos horizontales basados en el SPT. Este enfoque simplificado, es posible aplicarlo para los ensayos CPTu para proyectos de bajo riesgo. Para ello Robertson y Wride (1998) propusieron una estimación de la razón de resistencia cíclica (CRR) a partir de ensayos CPTu según la siguiente expresión:

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 93 \left[\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 & \text{si } 50 \leq Q_{tn,cs} \leq 160 \\ 0.833 \left[\frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right] + 0.05 & \text{si } Q_{tn,cs} < 50 \end{cases}$$

Estas estimaciones se realizaron a partir de registros de licuefacción y basándose en las siguientes condiciones de borde:

- Depósitos de arena no cementada con $K_o < 0.7$
- Terreno llano o con pendiente suave
- Razón de resistencia cíclica ajustada para un sismo de magnitud $M=7,5$
- Rangos de profundidad de 1 a 12 metros
- Historial de sismos con una magnitud entre $6 < M < 8$
- Valores CPT promedio representativos para la capa que se considera que ha experimentado licuefacción cíclica.

Si bien la base de datos utilizada es robusta y en constante expansión, aún está limitada a contenidos de finos menores a 40% ($CF < 40\%$) o $I_c < 2,6$ y con poca data asociada a grandes sismos como por ejemplo sismos con magnitud superior a 8,0 o $CSR > 0,6$.

Esta evaluación considera una corrección por contenido de finos similar a la que se realiza para el ensayo SPT, debido a que la correlación para arenas limpias es distinta que para arenas limosas, por ejemplo. Por lo general, esta corrección se realiza a partir de una corrección al valor de Q_{tn} por su equivalente a arenas limpias ($Q_{tn,cs}$). En esta línea, Robertson y Wride (1998), propusieron una estimación directa del comportamiento mecánico in-situ desde el ensayo CPT a través de la estimación de $Q_{tn,cs}$:

$$Q_{tn,cs} = K_c * Q_{tn}$$

Donde:

K_c Factor de corrección por comportamiento del suelo.

Sin embargo, Robertson (2021) actualizó la estimación de este factor por medio de la siguiente expresión:

$$K_c = \begin{cases} 1,0 & \text{si } I_c \leq 1,7 \\ 15 - \frac{14}{1 + (I_c/2,95)^{11}} & \text{si } I_c \leq 3,0 \end{cases}$$

Se debe tener en cuenta que el alcance del factor de corrección (K_c) es para suelos con comportamiento tipo arena. Además, este factor de corrección (K_c), es estimado por Robertson y Wride por medio del índice de tipo de comportamiento del suelo (I_c):

$$I_c = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 (\log F + 1,22)^2]^{0,5}$$

Donde:

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_{a2}} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Con

Q_{tn} Resistencia a la penetración CPT normalizada;

n Exponente de tensión;

F Relación de fricción normalizada (en porcentaje) $f_s / [q_c - \sigma_{vo}] * 100\%$

f_s Tensión de fricción;

P_a Presión de referencia en las mismas unidades de σ'_{vo}

P_{a2} Presión de referencia en las mismas unidades de q_c

Sin embargo, se debe tener especial cuidado en aplicar este factor de corrección (K_c) a arenas que se ubiquen en la región del SBTn definida por $1,64 < I_c < 2,36$ y $F < 0,5\%$ para no confundir arenas muy limpias sueltas con arenas que contienen finos, donde es de preferencia utilizar un $K_c = 1,0$ (Robertson, 2021). Por otro lado, los suelos que clasifican en la región arcillosa dilatante en el SBTn (zona CD), en general, no son suelos susceptibles a la licuefacción cíclica, no obstante, en esta región es recomendable la recuperación de muestras para su evaluación mediante métodos alternativos. Un diagrama de flujo para estimar el CRR a partir de ensayos CPTu se resume en la Figura 6-4.

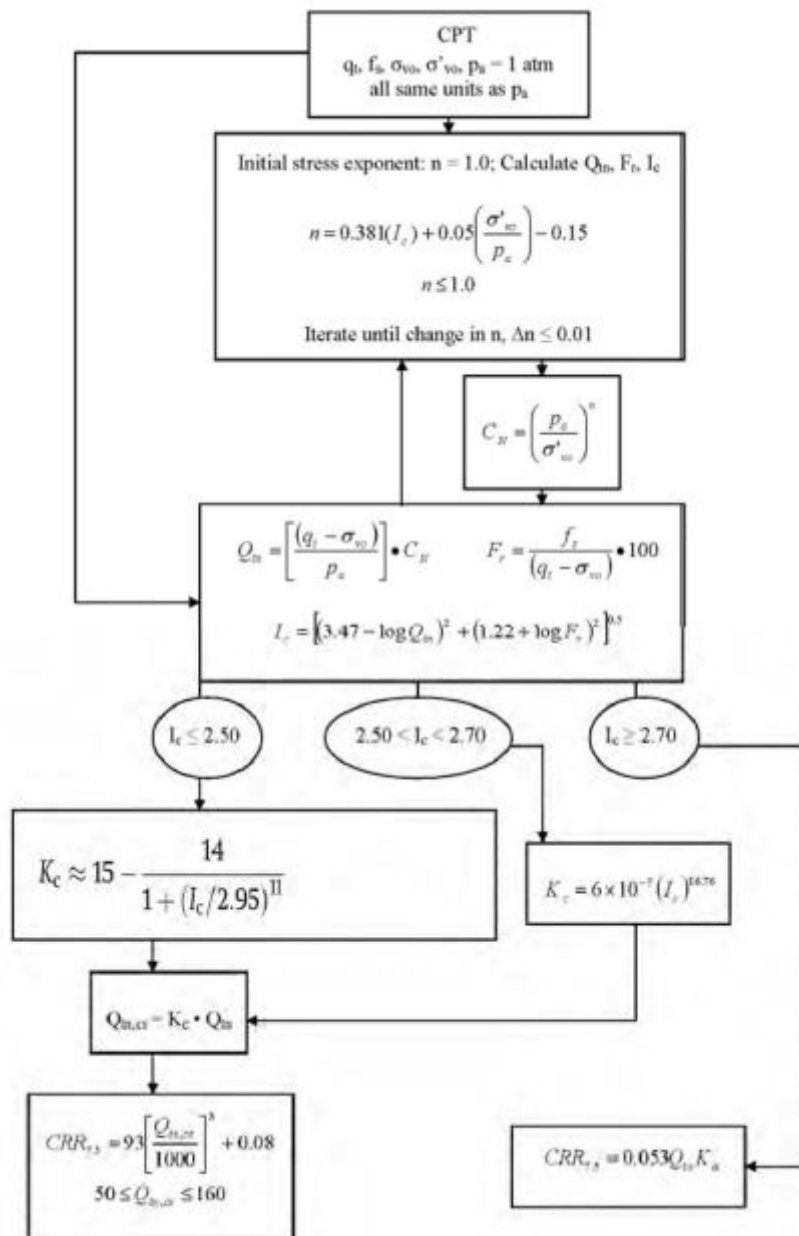


Figura 6-4: Diagrama de flujo para la evaluación de la razón de resistencia cíclica (CRR) a partir de ensayos CPTu. Fuente: Robertson, 2022.

Si bien existen otros métodos para el cálculo del CRR, están asociados a otras estimaciones del CSR por lo que se debe tener especial cuidado en no combinar métodos para la estimación del potencial de licuefacción cíclica que involucren suposiciones no equivalentes.

Por otro lado, actualmente en el mercado existen muchos equipos de CPT equipados complementariamente con geófonos para la medición de la velocidad de onda de corte (V_s), donde a partir de esta, también es posible realizar un primer screening a la evaluación del potencial de licuefacción cíclica. La combinación del ensayo CPT y V_s para evaluar el potencial de licuefacción del suelo es muy útil, donde V_s es una pequeña medida de deformación e indirectamente de la rigidez del suelo, sensible a la resistencia cíclica (CRR), donde la V_s es sensible a la evaluación de la microestructura del suelo.

Ahmadi y Paydar (2014) (Figura 6-5), sugirieron que debido a que V_s está influenciado por muchos factores, como la resistencia del grano y la microestructura, pequeños cambios en V_s pueden resultar en

grandes cambios en la estimación del CRR, por lo tanto, la evaluación del potencial de licuefacción a partir de Vs solo debe ser considerado como una evaluación preliminar o un suplemento a lo realizado a partir del ensayo CPTu.

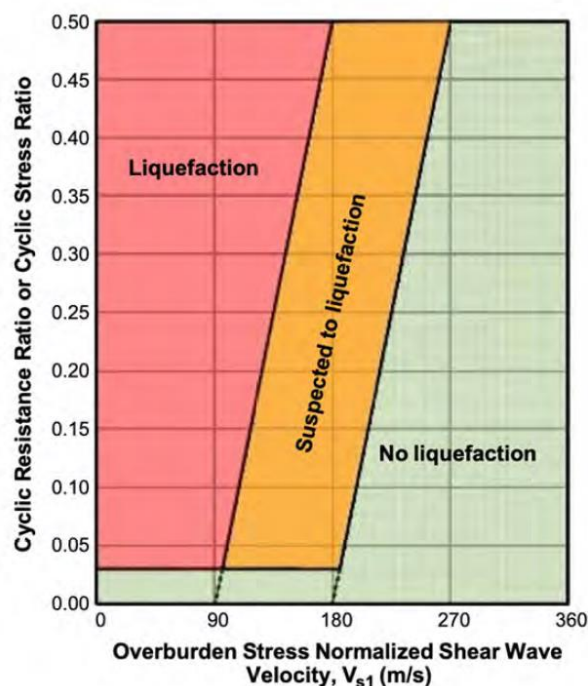


Figura 6-5: Zonas de licuefacción a partir de Vs1. Fuente: Ahmadi and Paydar, 2014.

6.1.2.2 Zonas de transición

Se ha demostrado que la resistencia de punta del cono está influenciada por lo que sucede delante y detrás de la punta del cono (Robertson y Campanella, 1983), donde en suelos rígidos, la zona de influencia es más grande (de hasta 15 diámetros de cono), mientras que en suelos blandos la zona de influencia es bastante pequeña (de hasta solo 1 diámetro de cono). Por ejemplo, cuando el CPT está en una zona de transición de arena a arcilla, en el SBT el I_c pasará de valores bajos en la arena a valores más altos en la arcilla. Por lo anterior, Robertson y Wride (1998) sugirieron que el límite aproximado entre el comportamiento de arena y el de arcilla es cercano al $I_c=2,6$. Por lo tanto, la tasa de cambio del I_c es rápida y cruza el límite definido por el $I_c=2,6$, es probable que el cono esté en una transición de un suelo de características de arena a un suelo arcilloso. Los perfiles de I_c pueden proporcionar un medio simple para identificar y eliminar estas zonas de transición.

No obstante lo anterior, Robertson y Wride (1998) propone que para el cálculo de la razón de resistencias cíclicas asociados a los materiales de transición realizando un enfoque alternativo para la evaluación del factor de corrección para arenas limpias (K_c):

$$K_c = 6 * 10^{-7} (I_c)^{16.76} \quad 2.5 < I_c < 2.7$$

Con la expresión anterior, en conjunto con la evaluación de la razón de resistencias cíclicas para las arenas antes presentadas es posible evaluar la resistencia a la licuefacción cíclica para suelos en transición. Sin embargo, existe mucha incertidumbre en la evaluación de la resistencia a la licuefacción para suelos en transición, por lo que es conveniente identificar las zonas transicionales entre los diferentes tipos de suelos para evitar interpretaciones erróneas, simplificando el análisis para condiciones extremas con y sin zonas de transición, de modo de ayudar a comprender el rango de posible respuesta del perfil del suelo.

6.1.2.3 Evaluación del CRR para Arcillas

Los materiales arcillosos, dada su estructura, tienden a desarrollar presiones intersticiales de una manera más lenta ante tensiones cíclicas no drenadas, en comparación con los materiales con comportamiento

tipo arena, donde generalmente no alcanzan un esfuerzo efectivo igual a cero bajo cargas cíclicas. Por lo anterior, los materiales con comportamiento tipo arcilla no son susceptibles a la licuefacción cíclica completa, es decir, desarrollar una condición de una tensión efectiva igual a cero. Sin embargo, cuando la razón de tensiones cíclicas (CSR) es grande en comparación con la razón de resistencia cíclica (CRR) de los materiales arcillosos, es posible que se desarrollen deformaciones y ablandamiento de la estructura. De lo anterior, Boulanger e Idriss (2007) utilizaron el término “reblandecimiento cíclico” para definir esta acumulación de deformaciones bajo carga cíclica en suelos arcillosos, donde demostraron que el CRR asociado al reblandecimiento cíclico de materiales arcillosos está controlado por la razón de resistencia al corte no drenado (s_u/σ'_{vc}), que por su parte se encuentra controlado por el historial de tensiones (OCR). A partir de lo anterior, Boulanger e Idriss propusieron las siguientes expresiones para el $CRR_{7,5}$ en depósitos naturales de suelos arcillosos:

$$CRR_{7,5} = 0,8(s_u/\sigma'_{vc})K_\alpha$$

$$CRR_{7,5} = 0.18(OCR)^{0.8}K_\alpha$$

Donde:

s_u/σ'_{vc} Razón de resistencia al corte no drenado para la dirección de carga apropiada.

K_α Factor de corrección que considera el esfuerzo de carga estática. Donde para estructuras bien diseñadas el factor de seguridad para carga estática es grande, K_α es generalmente cercano a 0,9. Para suelos muy cargados, por ejemplo, cerca de las fundaciones o terrenos con pendientes pronunciadas, K_α puede ser significativamente menor que 1,0. Para cargas sísmicas donde el $CSR < 0,6$ el ablandamiento cíclico es posible solo en condiciones normales a levemente sobre consolidadas ($OCR < 0,4$). Para comportamientos tipo arena contractiva con carga de corte estático como una pendiente pronunciada, K_α puede ser menor que 1,0.

Boulanger e Idriss (2007) recomendaron tres enfoques para determinar la CRR para materiales arcillosos, que son esencialmente los siguientes:

- i. Estimar utilizando métodos empíricos basados en el historial de tensiones.
- ii. Evaluar s_u utilizando pruebas in-situ como por ejemplo CPT o FVT.
- iii. Evaluar el CRR en muestras de alta calidad usando ensayos de resistencia cíclica apropiados.

Donde el tercer enfoque es el que proporciona el mayor nivel de confianza y conocimiento del suelo, mientras que el primer y el segundo enfoque utilizan aproximaciones empíricas económicas.

Cabe destacar que el ensayo CPT se puede utilizar para estimar tanto la razón de resistencia al corte no drenado (s_u/σ'_{vc}) como el historial de esfuerzos (OCR), donde el ensayo CPT tiene la ventaja de que los resultados tienen una buena repetibilidad y proporcionan un perfil continuo detallado de OCR, y por tanto, del $CRR_{7,5}$.

Por su parte, Robertson (2009) recomendó el siguiente enfoque basado el I_c , donde si el $I_c > 2.7$, se debe suponer que el suelo es arcilloso y la penetración de CPT es esencialmente no drenada, por lo tanto:

$$CRR_{7,5} = 0.053Q_{tn}K_\alpha$$

A partir de lo antes presentado, en el SBTn de Robertson de la Figura 6-6 se ha trazado la curva de contorno asociada a un $CRR_{7,5}=0,5$ (para $K_\alpha = 1,0$), en comparación con las observaciones de campo históricas, con ello, se puede mencionar que la evaluación del ablandamiento cíclico en suelos arcillosos se puede estimar usando correlaciones generalmente conservadoras de CPT. No obstante, es posible complementar esta información a partir de campañas de laboratorio mediante ensayos cíclicos que consideren la utilización de muestras inalteradas de alta calidad. Sin embargo, dado que el muestreo y los ensayos de laboratorio pueden ser lentos y costosos, las ubicaciones pueden basarse en la selección preliminar utilizando el ensayo CPT.

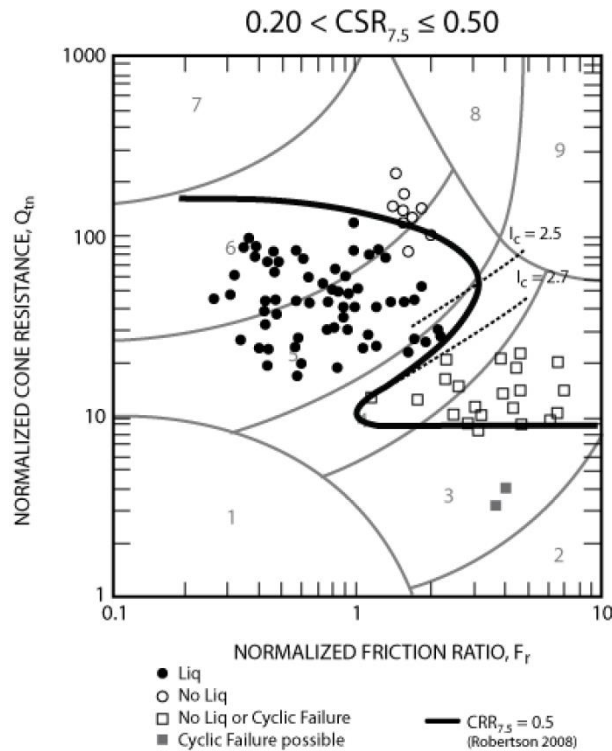


Figura 6-6: Razón de Resistencia Cíclica ($CRR_{M=7.5}$) mediantes ensayos CPT. Fuente: Robertson, 2009.

6.1.3 Evaluación de deformaciones post-sismicas

Se han desarrollado varios índices simplificados para estimar el nivel de daño superficial debido a la licuefacción. El primero fue el índice de potencial de licuefacción (LPI por sus siglas en inglés) propuesto por Iwasaki (1978) que proporcionó una ponderación lineal al factor de seguridad calculado contra la licuefacción (FS_{Liq}) en los 20 metros superiores del suelo y vinculó el LPI con la gravedad del daño superficial. En resumen, el LPI es un parámetro de vulnerabilidad que plantea que la severidad de los daños por licuefacción es proporcional al espesor de la capa licuable, donde, Iwasaki (1981) propone una metodología simplificada para su cálculo a partir de FS a la licuefacción.

$$LPI = \int_0^{20} F_L * W(z) dz$$

Donde:

$$W(z) = 1 - 0,05 * z$$

$$F_L = 1 - FS > 0$$

La evaluación del LPI implica la integración sobre el FS en los primeros 20 metros, ya que se considera que, a profundidades mayores a 20 metros, no se generan daños en superficie producto de una eventual licuefacción.

La interpretación de los valores asociados al LPI se presentan en la Tabla 6-1.

Sin embargo, estos índices simplificados pueden ser una guía útil para la estimación de los daños esperados en la superficie basados en el desempeño de los casos históricos de licuefacción, pero ignoran posibles mecanismos hidráulicos posteriores al evento sísmico que pueden conducir a una estimación incorrecta de la inducida por la licuefacción.

Tabla 6-1: Interpretación de los valores del Índice de Potencial de Licuefacción. Fuente: Modificado de Iwasaki, 1981.

LPI	Interpretación
LPI=0	El potencial de licuefacción es muy bajo y en general no se necesitan estudios de licuefacción de suelos.
0<LPI<5	El potencial de licuefacción es bajo, estudios de licuefacción son necesarios para estructuras de importancia.
5<LPI<15	El potencial de licuefacción es alto, estudios de licuefacción son necesarios en general.
15<LPI	El potencial de licuefacción es muy alto, estudios de licuefacción son necesarios.

A continuación, se realizará una revisión de acerca de las consideraciones requeridas en la evaluación de las deformaciones verticales y horizontales.

6.1.3.1 Deformaciones verticales

Primeramente, es necesario mencionar que los mecanismos primarios de los asentamientos generados por licuefacción son inducidas por i) deformaciones volumétricas, ii) corte y iii) deformación por eyección.

Los asentamientos inducidos por deformaciones volumétricas son generalmente el mecanismo más dominante que produce asentamientos en superficie (Robertson, 2022). Para proyectos de bajo a mediano riesgo y para estimaciones preliminares de proyectos de alto riesgo, se pueden estimar los asentamientos 1D inducidos volumétricamente después de un sismo utilizando métodos empíricos como por ejemplo Zhand et al. (2002) e Idriss y Boulanger (2008). La suma de estas deformaciones volumétricas proporciona una estimación de los asentamientos superficiales posteriores al sismo.

En general, los movimientos de los edificios resultan ser una combinación de las deformaciones volumétricas y las inducidas por corte, más que posible pérdida producto de la eyección del suelo expresada mediante volcanes de arena, etc.

Los casos históricos han demostrado que las fundaciones poco profundas con una capa licuable poco profunda pueden sufrir grandes movimientos inducidos por corte que no pueden estimarse utilizando los procedimientos unidimensionales (1D) disponibles. Bray y Macedo (2017) sugirieron un método simplificado para estimar los asentamientos adicionales que se puede producir a partir de solicitaciones inducidas por corte bajo un edificio, donde demostraron que las fundaciones poco profundas “bien diseñadas” (es decir, con un alto factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga) con una capa licuable profunda sufrirán en gran medida una reconsolidación volumétrica que se puede estimar mediante procedimientos 1D.

Por otro lado, Hutabarat y Bray (2022), sugirieron un método simplificado para estimar la gravedad de la deformación inducida por la eyección de licuefacción. Estos autores, demostraron que la severidad era una función de la demanda de licuefacción (L_D), causada por las presiones de filtración hacia arriba que pueden producir un flujo artesiano a partir de las presiones intersticiales excesivas inducidas por la licuefacción, y la resistencia de la capa de la capa impermeable (C_R) con base en la fuerza y espesor de las capas no licuables. Los valores bajos de L_D tienden a estimarse en sitios estratificados, mientras que los valores altos de L_D se calculan en sitios con depósitos gruesos de arena licuable. El C_R mejora la confiabilidad del procedimiento al diferenciar el desempeño de los sitios con o sin una capa impermeable o corteza competente que recubra la capa gruesa licuable con un alto valor de L_D . La gráfica propuesta por Hutabrat y Bray (2022) se presenta en la Figura 6-7.

Las deformaciones de licuefacción inducidas por el mecanismo de eyección tienden a ser mayores en sitios con gruesas capas de arena licuable cerca de la superficie del suelo combinadas con una corteza delgada, débil y no licuable. Esto es consistente con las observaciones hechas por Ishihara (1985) que

relacionaron el daño superficial inducido por licuefacción con el espesor de la capa de arena licuable y el espesor de la corteza no licuable de la superficie suprayacente.

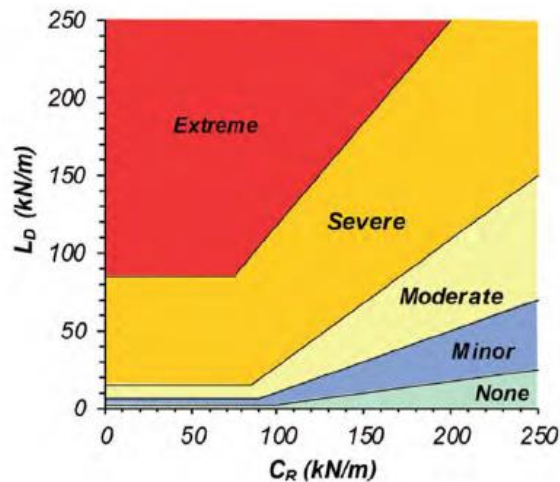


Figura 6-7: Gráfico de severidad ante la inducción de la licuefacción por eyección. Fuente: Hutabarat y Bray, 2022.

Sin embargo, se ha demostrado ciertos casos en que el gráfico $L_D - C_R$ es menos confiable:

- Una arena de espesor medio a denso puede producir más eyección debido a la licuefacción secundaria inducida por la filtración ascendente posterior a la sollicitación sísmica, aunque la licuefacción solo se desencadena en una capa limitada, lo que resulta en una subestimación potencial.
- Una capa profunda con un FS_{Liq} bajo puede reducir la demanda sísmica a poca profundidad, lo que según los procedimientos de activación simplificados se licuará, lo que resultará en una posible sobreestimación. Además, es posible que un sitio parcialmente estratificado con una capa intermedia de baja permeabilidad no produzca eyección debido a la reducción de la filtración ascendente.

6.1.3.2 Deformaciones laterales

Igualmente que para los casos anteriores, se tiene que para los proyectos de bajo a mediano riesgo y para la evaluación preliminar de proyectos de alto riesgo, la deformación lateral posterior a la sollicitación sísmica, se puede estimar utilizando varios métodos empíricos (como por ejemplo Youd et al., 2002 y Zhang et al. 2004). El método de Zhang et al. (2004) proporciona un índice de desplazamiento lateral del suelo (LDI por sus siglas en inglés) usando la suma de las deformaciones de corte estimadas para posteriormente ajustar este valor, basado en el desempeño en cada caso, para estimar el desplazamiento lateral (LD) a partir del input de la geometría del suelo. Por otro lado, Boulanger e Idriss (2008), sugirieron un enfoque similar pero no extendieron el enfoque más allá del LDI. Por lo anterior, no es posible comparar el LD calculado por Zhang et al. (2004) con el de Boulanger e Idriss (2008).

El enfoque basado a partir de ensayos $CPTu$ es generalmente conservador, ya que normalmente se aplica a todos los datos del ensayo y captura valores de cono bajos (mínimos) en las capas del suelo y en las zonas de los límites de transición del suelo. Estos valores bajos de cono en las zonas de transición a menudo arrojan como resultado deformaciones de corte acumuladas que tienden a aumentar las deformaciones laterales estimadas (Robertson, 2022). Por lo anterior, se debe analizar caso a caso mediante un buen criterio ingenieril de modo de eliminar el conservadurismo excesivo en depósitos altamente estratificados donde hay zonas de transición frecuentes.

Por lo antes presentado, es necesario el buen criterio ingenieril en la evaluación de las consecuencias de los desplazamientos laterales calculados considerando la variabilidad del suelo, la geometría del sitio, la profundidad, de las capas licuadas y los detalles del proyecto. En general, un buen criterio general es suponer que cualquier capa licuada ubicada a una profundidad superior al doble de la profundidad de la

cara libre tendrá poca influencia en las deformaciones laterales, no obstante, es un juicio certero deberá ser analizado en particular basado en los detalles específicos del sitio (Roberson, 2022).

6.1.4 Generalidades en la evaluación de la licuefacción cíclica

Robertson y Wride (1998) y actualizado por Robertson (2016), sugirieron zonas en las que los suelos son susceptibles a la licuefacción según la gráfica normalizada del comportamiento del suelo (SBTn), estos son:

Tabla 6-2: Descripción del comportamiento ante la licuefacción de las zonas del SBTn de Robertson (2016). Fuente: Elaboración propia a partir de Robertson (2022).

Tipo de comportamiento del Suelo	Clasificación	Tratamiento	Susceptibilidad a la licuefacción
Arenas dilatantes	SD	$(I_B > 32)$ Evalúe el comportamiento del potencial de licuefacción usando correlaciones de CPT basados en casos históricos	La licuefacción cíclica es posible según el nivel y duración de la carga cíclica.
Arenas contractivas	SC		Licuefacción cíclica (y de flujo) pérdida de resistencia es posible dependiendo de la carga y geometría del suelo.
Arcillas dilatantes	CD	$(I_B > 22)$ Evalúe el comportamiento del potencial de licuefacción basado en mediciones de pruebas in-situ y/o laboratorio	Ablandamiento cíclico es posible según el nivel y la duración de la carga cíclica.
Arcillas contractivas y Arcillas contractivas sensitivas	CC/CCS		Reblandecimiento cíclico y pérdida de resistencia (licuefacción de flujo) es posible dependiendo de la sensibilidad/plasticidad, carga y geometría del terreno.
Suelos transicionales dilatantes	TD	$(22 > I_B > 32)$ Evalúe el comportamiento del potencial de licuefacción basado en mediciones de pruebas in-situ y/o laboratorio.	La licuefacción cíclica es posible según el nivel y la duración de la carga cíclica.
Suelos transicionales contractivos	TC		Reblandecimiento cíclico y pérdida de resistencia (licuefacción de flujo) es posible dependiendo del suelo sensibilidad/plasticidad, carga y geometría del suelo.

Por lo tanto, aplicando las clasificaciones por tipo de comportamiento del suelo presentadas en la Tabla 6-2al SBTn de Robertson (2016) es posible traza las curvas de contorno presentadas en la Figura 6-8.

En general, la licuefacción es un fenómeno complejo de evaluar debido a la gran cantidad de variables involucradas, es por ello que a lo largo del tiempo han surgido numerosas metodologías para su evaluación. Por lo anterior, es recomendable que se evaluación sea realizada utilizando a lo menos 3 propuestas. Idealmente, cada método debería producir resultados similares, sin embargo, si los resultados difieren significativamente, deben evaluarse para determinar las razones probables de las diferencias. Por lo general, cuando un sitio se compone predominantemente de suelos arenosos en los 12 metros superiores y con un alto nivel freático ($NF > 4$ m) y se considera un terremoto con una magnitud $M_w < 8$, los métodos a menudo proporcionan resultados similares, ya que todos se basaron en bases de datos similares. Las diferencias ocurren cuando el sitio está compuesto por suelos intercalados (arenas y arcillas) o con valores de entrada fuera del rango obtenido de los casos de estudio (e.g. $M_w > 8$).

No obstante, se debe considerar que el CRR se basa en las tensiones in-situ (profundidad y condiciones del agua subterránea) al tiempo en que se realiza el ensayo CPT para obtener el $Q_{tn,cs}$ normalizado correcto, sin embargo, el CSR se basa en las tensiones in-situ estimadas a la hora del terremoto donde

la profundidad y las condiciones del nivel freático pueden diferir. Por lo tanto, es de importancia aplicar los periodos de retorno comparables para el terremoto y las condiciones supuestas del agua subterránea en el momento del sismo de diseño para evitar un exceso de conservadurismo.

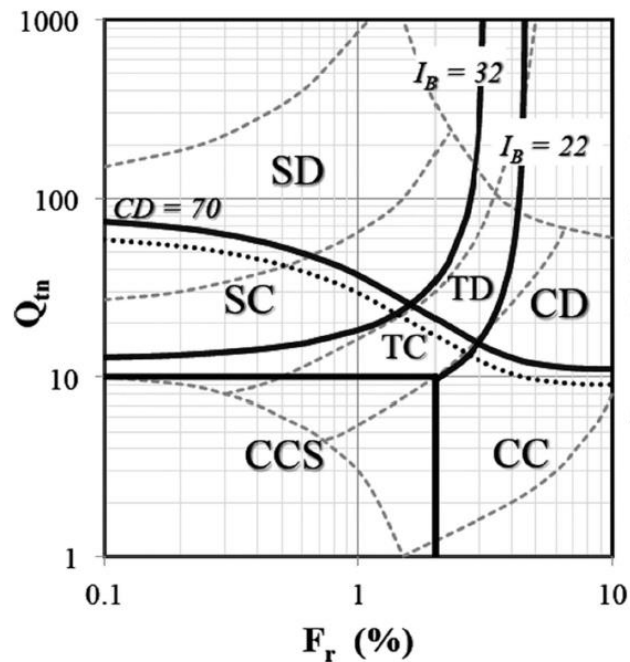


Figura 6-8: Zonas del SBTn de Robertson 2016. Fuente: Robertson, 2016.

Además, se deben realizar análisis de sensibilidad modificando las principales variables (e.g. sollicitación sísmica – M_w y a_{max}) y condiciones del suelo (e.g. pesos unitarios, nivel freático, zonas de transición) para comprender mejor la sensibilidad de los resultados (Robertson, 2022).

Un ejemplo de un método basado en el ensayo CPT para evaluar la licuefacción cíclica se muestra en la Figura 6-9 para un sitio de Moss Landing que sufrió licuefacción cíclica y “lateral spreading” durante el terremoto de Loma Prieta de 1989 en California (Boulanger et al., 1995). En particular, en la gráfica del índice de comportamiento del suelo (I_c) se aprecian en rojo las zonas de transición.

Si realizamos un análisis de sensibilidad de este ejemplo (Figura 6-10), se muestra que si el terremoto fuese más grande (a_{max} por ejemplo) los asentamientos verticales resultantes no son demasiado sensibles, ya que la licuefacción se ha desencadenado. Sin embargo, si el terremoto fuese más pequeño, los resultados se vuelven mucho más sensibles ya que se desencadenará una menor parte del perfil y, finalmente, cuando a_{max} está por debajo de 0,1 una parte muy pequeña del perfil gatillará la licuefacción.

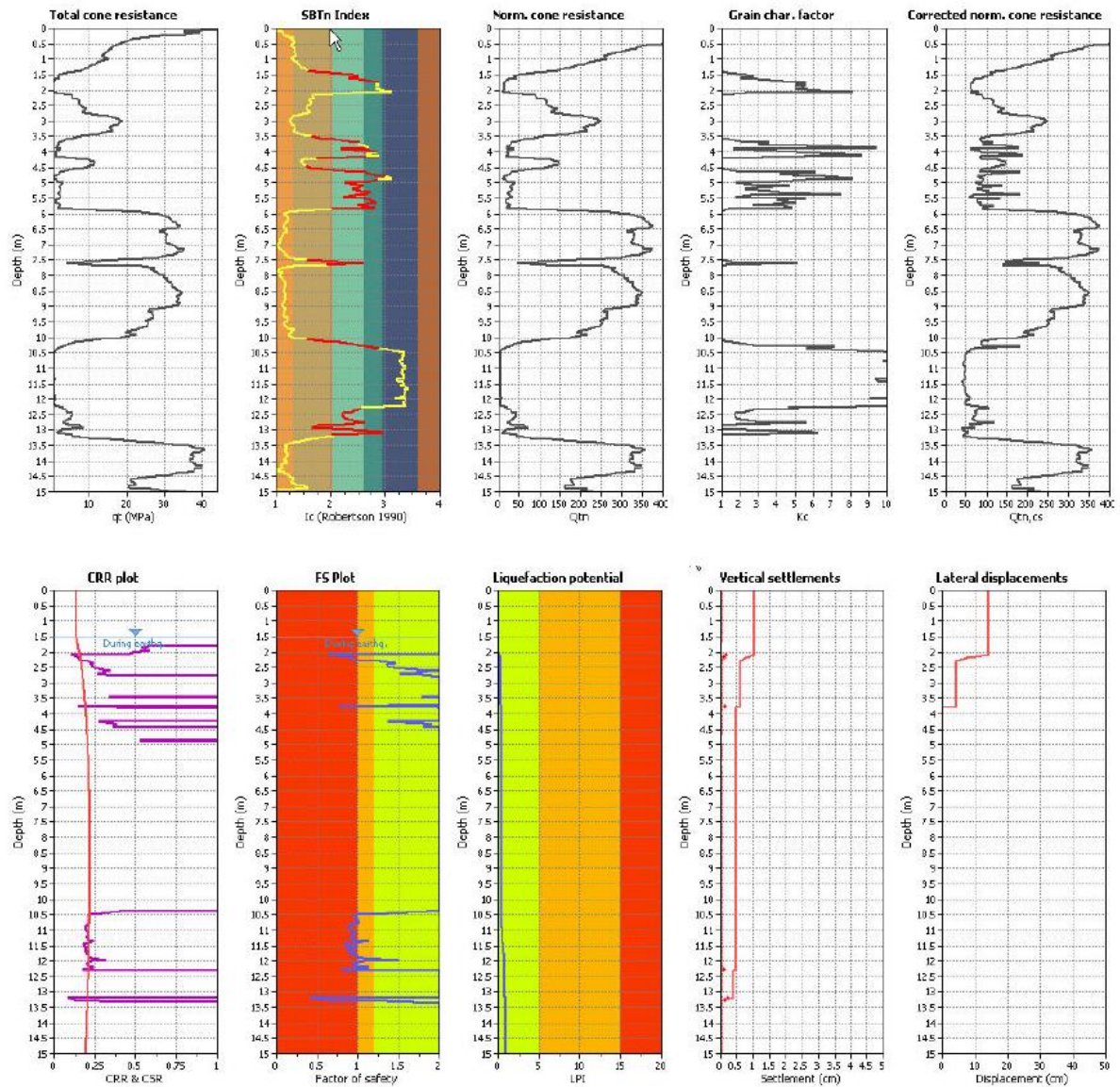


Figura 6-9: Ejemplo del enfoque basado en el ensayo CPT para la evaluación de la licuefacción cíclica in-situ en Moss Landing, donde se muestra en a) Parámetros intermedios, b) CRR, FS y deformaciones posteriores al terremoto usando el software CLiq.

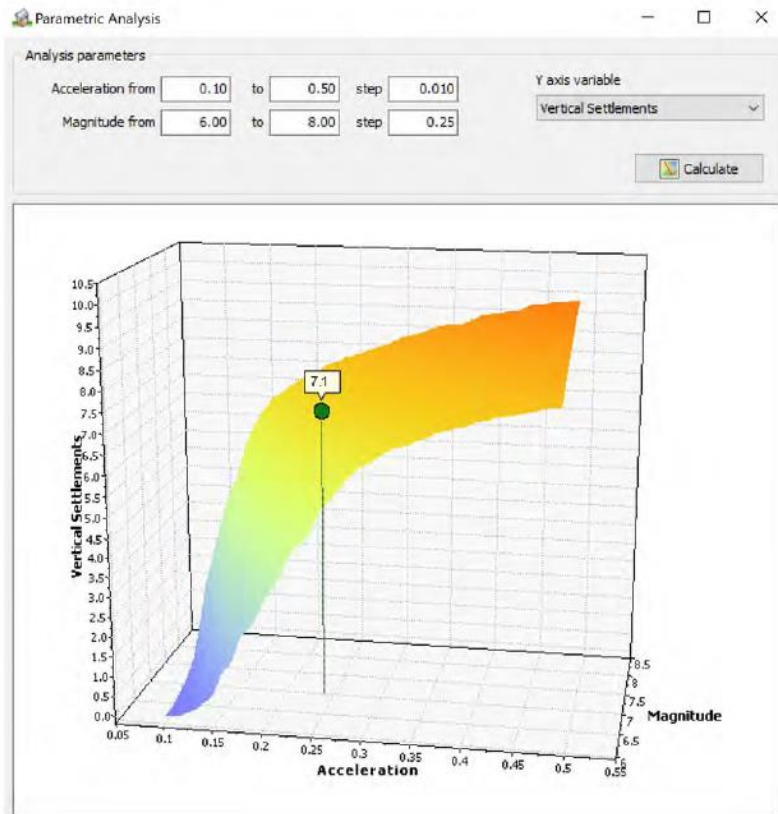


Figura 6-10: Ejemplo de estudio de sensibilidad (a_{max} y M_w) para asentamientos a partir de ensayos CPT.

Fuente: Robertson, 2022.

6.2 Licuefacción de flujo

El fenómeno de licuefacción estática o de flujo ocurre en aquellos suelos que ablandan por deformación ante sollicitaciones no drenadas de corte, es decir, suelos susceptibles a la pérdida de resistencia no drenada. Para que se desarrolle el fenómeno de licuefacción de flujo se requiere que se desarrollen esfuerzos de corte mayores a que la resistencia de corte residual o licuada no drenada, como por ejemplo un terreno inclinado (pendiente $>5^\circ$) o taludes.

6.2.1 Evaluación de la susceptibilidad a la pérdida de resistencia bajo condición no drenada

Si bien los criterios según composición del material identifican los suelos en que pueda haber un incremento en la presión de poro suficiente para desarrollarse el fenómeno de licuefacción, la licuefacción puede o no puede ocurrir. Lo anterior debido a que la licuefacción está fuertemente ligada al estado del suelo en torno a su densidad relativa y de las mismas tensiones en la estructura del suelo.

En particular el desarrollo de presiones de poro de agua positivas está relacionado con la capacidad del suelo a contraer, es decir, a disminuir su volumen en la medida que este sufre un esfuerzo cortante. Por lo anterior, una buena representación del estado del suelo a partir de un determinado estado tensional y evaluando la capacidad de contraer de un suelo es el parámetro de estado, presentado en el punto 4.3, el cual tendrá un valor positivo cuando el suelo presenta un comportamiento contractivo, mientras que tendrá un valor negativo en la medida que el suelo presente un comportamiento dilatante.

Ya establecidos los criterios para que un suelo presente susceptibilidad a la licuefacción, aún no reúne las condiciones necesarias para que se desarrolle el fenómeno de licuefacción o licuación, ya que para que se desarrolle el mecanismo de licuefacción depende de las características de la carga aplicada in-situ. En la minería, la evaluación del potencial de licuefacción es de suma importancia, ya que como se mencionó anteriormente, la naturaleza de vertido en depósitos de relaves convencionales (alto grado de saturación y baja densidad relativa) reúne las condiciones básicas para la activación del fenómeno, por

lo que, si a estas condiciones se le añade la ocurrencia de una carga no drenada, ésta podría posibilitar la activación del desarrollo de licuefacción estática, por ejemplo. Este mecanismo de activación puede ocurrir debido una alta velocidad de construcción, aumento en la presión de poro por lluvias intensas, ascenso del nivel freático, infiltración de aguas subterráneas, asentamientos en la base del depósito, por mencionar algunos. Es por ello que se han mantenido una serie de recomendaciones en cuanto a la revancha del muro (mínimo de 1 metro según DS 248), asociados a un posible asentamiento de muro, y además, de impedir un posible rebalse (overtopping) producto de la captación de aguas lluvia, además de limitar la velocidad de crecimiento del muro, previniendo un aumento de la presión de poro, por ejemplo, Mittal y Morgenstern (1976) recomendaron que la velocidad de crecimiento del muro se limite a 4,6-9,1 [m/año], posibilitando que el exceso de presión de poro se disipe en la medida que aumenta la carga. Además de características constructivas como por ejemplo que el nivel de compactación esté por sobre el crítico y contar con sistema de drenaje eficiente que evite que la estructura de retención permanezca en una condición saturada.

Dicho lo anterior, es de interés evaluar la capacidad del contraer bajo el estado tensional in-situ del suelo a partir de ensayos CPT. Para ello Olson y Stark (2003), Jefferies y Been (2006) y Robertson (2016) propusieron metodologías para su estimación a partir de ensayos CPTu, las que se presentan a continuación:

6.2.1.1 Olson y Stark (2003)

Estos autores dedujeron la susceptibilidad a la licuefacción a partir de la tensión efectiva y de la resistencia a la penetración por punta del ensayo CPT, definiendo el límite contractivo v/s dilatante a partir de una envolvente de 33 casos históricos de licuefacción (Figura 6-11). Este límite contractivo v/s dilatante está definido por la ecuación (64):

$$\sigma'_{v0} = 1,10 \times 10^{-2} \times q_{c1}^{4.79} \quad (64)$$

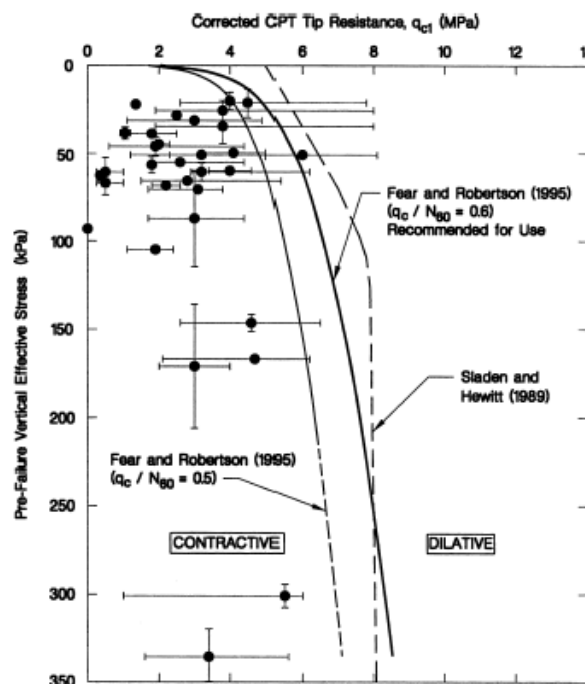


Figura 6-11: Límite comportamiento contractivo v/s dilatante usando casos históricos y la resistencia corregida de punta qc. Fuente: Olson y Stark, 2003.

6.2.1.2 Jefferies y Been (2006)

Por su parte, Jefferies y Been (2006), describieron la susceptibilidad a la licuefacción del suelo a partir del comportamiento contractivo v/s dilatante mediante la definición y evaluación del parámetro de estado mediante ensayos CPTu. Esta evaluación de la dilatancia del suelo fue realizada en base a una serie de ensayos en cámara de calibración y modelado a través de la teoría de expansión de cavidad (Cavity Expansion Theory) implementado con modelo constitutivo NorSand. En la ecuación (65 se presenta la propuesta para evaluar el parámetro de estado a partir de ensayos CPTu.

$$\Psi = -\frac{\ln\left(\frac{Q_p \cdot (1-B_q) + 1}{\bar{k}}\right)}{\bar{m}} \quad (65)$$

$$\bar{k} = M \cdot \left(3 + \frac{0.85}{\lambda_{10}}\right) \quad (66)$$

$$\bar{m} = 11.9 - 13.3 \cdot \lambda_{10} \quad (67)$$

$$Q_p = \frac{q_t}{p'_0} \quad (68)$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (69)$$

Donde:

p'_0	Esfuerzo efectivo en el suelo
M	Razón de fricción crítica. Corresponde a la pendiente de CSL en el plano q-p', con parámetros de Cambridge
Δu	Exceso de presión de poros
u_2	Presión de poros total medida detrás del cono CPT
u_0	Presión de poros hidrostática
λ_{10}	Pendiente de la CSL en el plano e v/s $\log(\sigma_{v0})$ o e v/s $\log(p')$

Con lo anterior, Jefferies y Been trazaron los valores más representativos del parámetro de estado en la gráfica de clasificación por comportamiento de los suelos (Jefferies y Davies, 1992), teniéndose como condición límite para la susceptibilidad a la licuefacción un parámetro de estado $\Psi > -0,05$ (Figura 6-12).

Con ello, si el comportamiento del suelo se presenta por sobre la curva límite de $\Psi > -0,05$, el suelo presentará un comportamiento mayormente dilatante, por el contrario, si el suelo se encuentra por bajo la curva límite, este presentará un comportamiento contractivo y con ello susceptible al fenómeno de licuefacción.

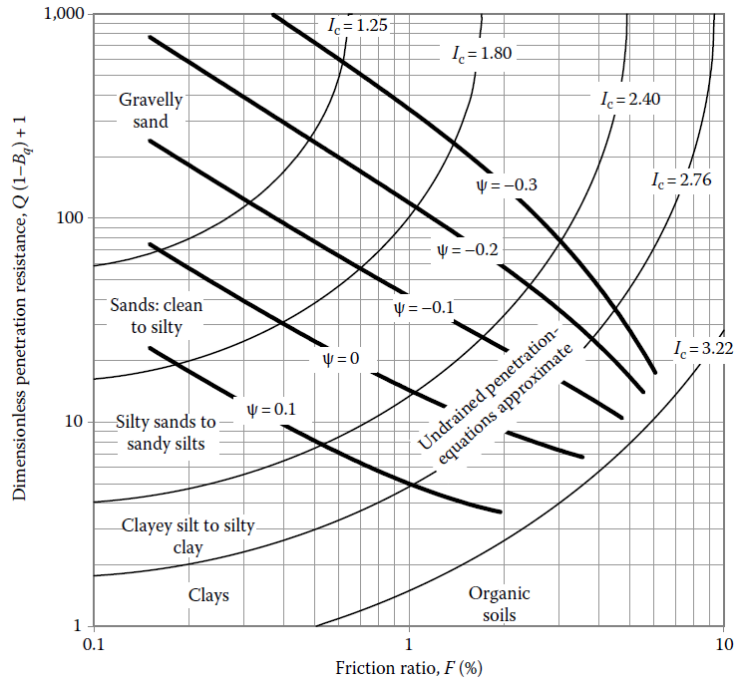


Figura 6-12: Evaluación del parámetro de estado en SBT de Jefferies y Davies (1992). Fuente: Jefferies y Been (2006).

6.2.1.3 Robertson (2016)

De forma similar a lo autores antes presentados, Roberson (2016), planteó una actualización a su propuesta antes presentada (Robertson, 2010), en donde describe la susceptibilidad a la licuefacción a partir de una gran recopilación de casos históricos de licuefacción, proponiendo un límite conservador para la susceptibilidad antes planteada. Este límite se establece mediante la curva CD (Contractive-Dilative) presentada en la ecuación (70):

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0.06F_r)^{17} \quad (70)$$

Si bien la condición límite para la envolvente de los casos históricos de licuefacción acontecidos está determinado por la curva CD=60, Robertson (2016), propone como un límite conservador la curva CD=70, donde al igual que para la propuesta anterior de Jefferies y Been (2006), si al evaluar la resistencia a la penetración de piezocono CPTu y graficarlos en el SBTn de Robertson (2016)(Figura 6-13), el comportamiento del suelo se presenta sobre la curva límite, el suelo no será susceptible a la licuefacción, por el contrario, si el suelo se comporta se presenta bajo la curva límite (CD=70), el suelo será susceptible a la licuefacción. Sin embargo, si en terreno existen capas o zonas de materiales de baja permeabilidad que podrían inhibir la redistribución del agua intersticial después de una solicitación sísmica y de este modo promover la redistribución de vacíos, se debe aumentar el conservadurismo al evaluar la susceptibilidad a la pérdida de resistencia (Robertson, 2022).

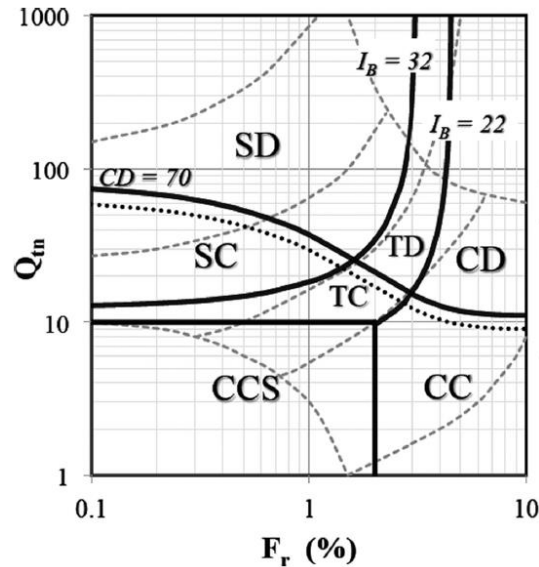


Figura 6-13: Propuesta de Robertson para la susceptibilidad a la licuefacción estática.

Fuente: Robertson, 2016.

Además, Robertson (2010) y actualizada por Robertson (2022), propuso una estimación para la determinación del parámetro de estado (ψ) a partir de la resistencia de punta normalizada equivalente a la arena limpia ($Q_{tn,cs}$) para suelos arenosos de la siguiente manera:

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log(Q_{tn,cs}) \quad (71)$$

Donde $Q_{tn,cs}$ es corregido de la misma manera que para el caso de la licuefacción cíclica. Esta modificación no debe extenderse más allá de los límites de la penetración no drenada, es decir, no más allá de un $I_c < 3.0$.

6.2.2 Evaluación de la resistencia residual/licuada no drenada a grandes deformaciones

6.2.2.1 Evaluación para suelos tipo arena y transicionales

Si a través del análisis de susceptibilidad a la licuefacción presentada en el acápite 6.2.1 arroja un resultado positivo, entonces una evaluación del potencial de licuefacción es necesaria para determinar si la demanda impuesta (carga, desplazamiento, incremento circunstancial de la presión de poros) es suficiente para causar este fenómeno. Para ello, Robertson (2016), propone evaluar la razón de resistencia no drenada licuada ($S_{u(liq)}/\sigma'_{vc}$) a través del ensayo CPT, ya sea por las propuestas de Olson y Stark (2002), Idriss y Boulanger (2008) o Robertson (2010), asumiendo un límite inferior de 0,05.

- Olson y Stark (2002):

Para $q_{c1} \leq 6.5$ [MPa]

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vc}} = 0.03 + 0.0143 \times q_{c1} \pm 0.03 \quad (72)$$

La ecuación (72) es obtenida mediante la línea media presente en la Figura 6-14.

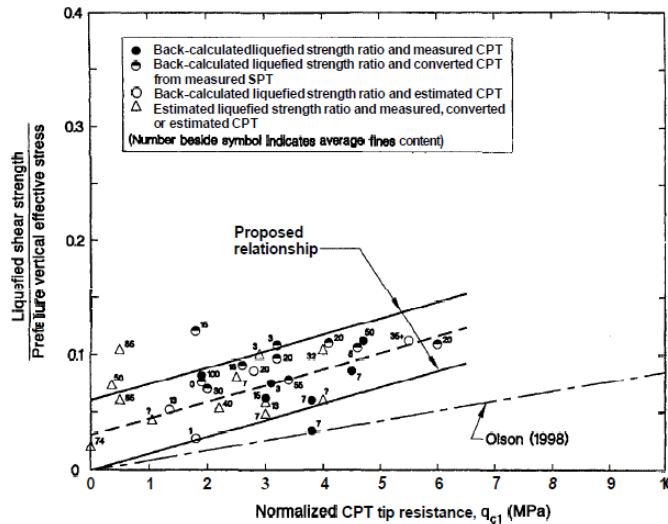


Figura 6-14: Comparación entre la razón de resistencia no drenada licuada v/s resistencia de punta normalizada. Fuente: Olson y Stark, 2002.

- Robertson (2022):

Por su parte Robertson (2010) y actualizada por Robertson (2022), propuso una estimación para la determinación del parámetro de estado (ψ) a partir de la resistencia de punta normalizada equivalente a la arena limpia ($Q_{tn,cs}$) para suelos arenosos de la siguiente manera:

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log(Q_{tn,cs}) \quad (73)$$

Donde $Q_{tn,cs}$ es corregido de la misma manera que para el caso de la licuefacción cíclica. Esta modificación no debe extenderse más allá de los límites de la penetración no drenada, es decir, no más allá de un $I_c < 3.0$.

Por su parte Robertson (2010) y actualizada por Robertson (2022), propuso una estimación para la correlación entre $Q_{tn,cs}$ y la razón de resistencia licuada no drenada a grandes deformaciones $\left(\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}}\right)$, donde esta actualización y simplificación fue realizada para permitir que la relación sea extendida a valores más altos de $Q_{tn,cs}$, donde los suelos son dilatantes a grandes deformaciones y donde la resistencia al corte de diseño es controlada por la resistencia drenada. Esta relación se muestra en la Figura 6-15, donde se ha extendido para incluir suelos de transición donde $I_c < 3.0$ usando el Kc modificado. En la Figura 6-15 se incluyen los puntos de la data histórica recopilada por Robertson para los casos de clase A y B de Robertson (2010), actualizados en función de los valores de $Q_{tn,cs}$ modificados y se eliminaron los casos cuando $I_c > 3.0$. Además, se incluyen las mejores estimaciones representativas para los relaves gruesos en que $I_c < 3.0$, incluyendo los casos de Fundao y Fejao (Morgenstern et al. (2016); Robertson et al. (2019)). También se agrega una región sombreada que ilustra el rango probable de incertidumbre para la evaluación de la resistencia licuada no drenada a grandes deformaciones. En la Figura 6-15 se representa que cuando los suelos arenosos son contractivos a grandes deformaciones ($Q_{tn,cs} < 70$), la resistencia al corte no drenado es menor a la resistencia drenada y cuando los suelos arenosos son fuertemente dilatantes a grandes deformaciones ($Q_{tn,cs} > 80$), la resistencia drenada es menor que la resistencia no drenada. Lo anterior, implica que para los suelos presentes en la zona $70 < Q_{tn,cs} < 80$, los suelos pueden ser inicialmente contractivos, pero progresivamente más dilatantes con el aumento de las deformaciones y la razón de resistencia al corte no drenado puede ser alta, pero sigue siendo ligeramente menor que la relación de resistencia con drenaje definida por $\tan \phi'$.

Considerando lo anterior, la relación sugerida simplificada y actualizada por Robertson (2022) para la estimación de la resistencia licuada no drenada a grandes deformaciones, $\left(\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}}\right)$ para suelos arenosos y de transición ($I_c < 3.0$) queda representada por:

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0.0007 * e^{0.084 * Q_{tn,cs}} + \frac{0.3}{Q_{tn,cs}} \quad (74)$$

Se debe considerar que para $Q_{tn,cs} < 20$, se debe asumir un $\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vc}} = 0,02$, sin embargo, se debe asumir un límite inferior de $S_{u(liq)} = 1 \text{ kPa}$ para cuando $\sigma'_{vc} < 50 \text{ kPa}$. Este valor límite, representa la resistencia no drenada aproximada del suelo arcilloso cuando tiene un comportamiento semilíquido (en el límite líquido), donde para evitar estimar valores más bajos con un esfuerzo de sobrecarga efectivo bajo.

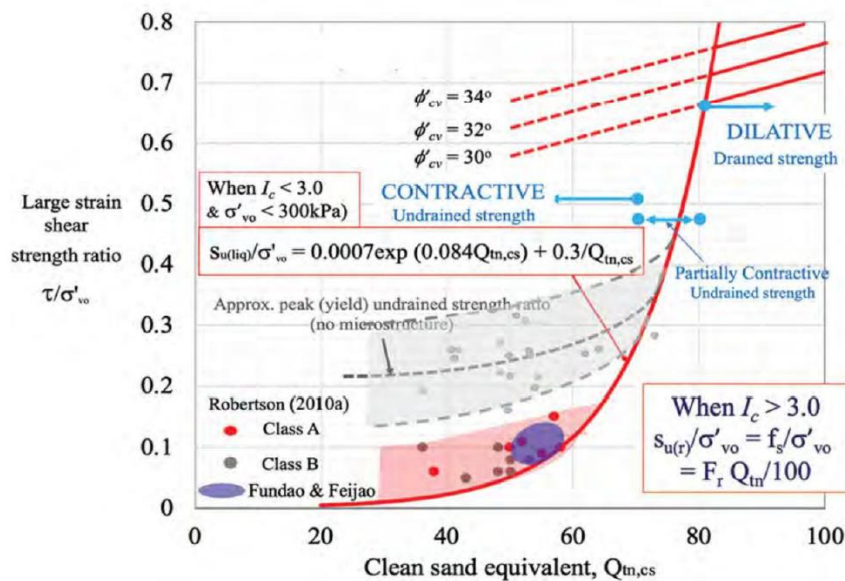


Figura 6-15: Correlación entre la relación de resistencia al corte no drenado $\left(\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}}\right)$ y la resistencia de punta normalizada equivalente a la arena limpia ($Q_{tn,cs}$). Fuente: Robertson, 2022.

6.2.2.2 Evaluación para suelos tipo arcilla

La evaluación de la resistencia licuada no drenada ($S_{u(liq)}$) para suelos arcillosos es esencialmente la misma que la resistencia al corte remodelada no drenada ($S_{u(r)}$), ya que ambas ocurren con grandes deformaciones. Muchos autores como lo es el caso de Lunne et al. (1997) han demostrado que en suelos arcillosos, donde el proceso de hinca del ensayo CPT es esencialmente no drenado, la resistencia al corte remodelada es directamente proporcional a la resistencia de fricción por fuste del cono (f_s), ya que ambos ocurren de manera no drenada y a grandes deformaciones, por lo tanto propone:

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}} = \frac{f_s}{\sigma'_{vo}} = \frac{F_r Q_{tn}}{100} \quad (75)$$

Esta relación se puede representar mediante líneas rectas diagonales en el gráfico SBT, como se muestra en la Figura 6-16, donde se presentan las curvas de contorno resultantes en la evaluación de $\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}}$ en el gráfico SBT para los distintos tipos de comportamiento del suelo.

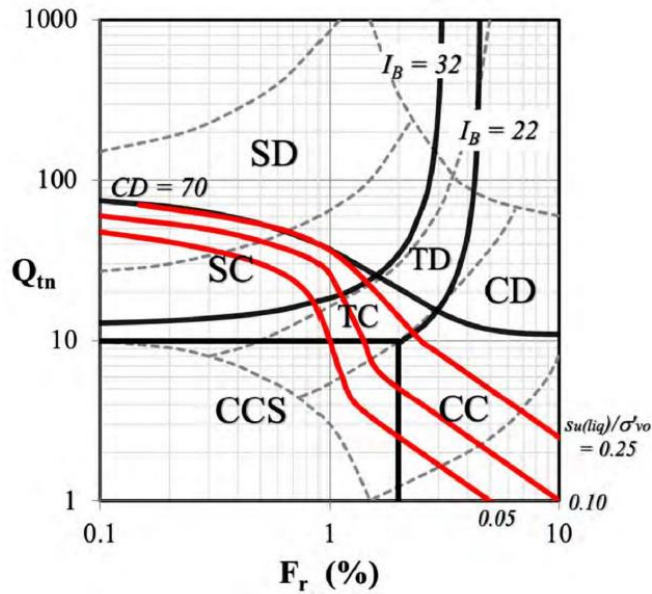


Figura 6-16: Contornos para evaluación de $\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}}$ en la gráfica SBT de Robertson (2016).

Fuente: Robertson (2022).

Donde

$$FS = \frac{S_u(liq)}{\tau} \quad (76)$$

Si luego de análisis antes presentado, se obtiene un Factor de Seguridad menor a 1,2 ($FS < 1,2$) se debe profundizar el análisis del mecanismo de desarrollo de licuefacción. Por el contrario, si se obtiene un $FS > 1,2$ se asume que la condición de estabilidad es aceptable y se procede a verificar las deformaciones implicadas.

No obstante, si existen capas de estratos con baja permeabilidad, estas pueden inhibir la redistribución de agua al interior de la matriz de suelo, promoviendo una redistribución local de vacíos, pudiendo así, afectar a estructuras aledañas con mayor permeabilidad, pudiendo desencadenar una potencial ruptura progresiva de la estructura. Para proyectos de alto riesgo, como los proyectos de depósitos de relaves, esta redistribución de vacíos puede ser evaluada mediante modelamientos numéricos.

6.2.3 Evaluación de la estabilidad usando resistencia al corte no drenado a grandes deformaciones

Al evaluar el factor de seguridad antes presentado, Robertson (2016) propone la siguiente metodología:

Donde:

- Si $FS < 1.0$, se asume que la pérdida de resistencia la corte y el colapso puede ocurrir.
- Si $1.0 < FS < 1.2$, se debe verificar la posibilidad de que se desencadene un mecanismo gatillante de licuefacción.

En particular, Olson y Stark (2003) propone una metodología para el análisis del potencial de inicio de licuefacción o evaluación del mecanismo gatillante por medio de los siguientes pasos:

- i) Evaluar la estabilidad de talud retroanalíticamente (análisis inverso) para estimar las tensiones de corte estáticas en los suelos susceptibles a la licuefacción. En este proceso se itera la resistencia al corte de estos suelos hasta alcanzar un $FS=1$. Para suelos no susceptibles a la licuefacción, evaluar la resistencia real al corte drenado o no drenado, según sea el caso.

- ii) Dividir la zona de suelo delimitada por la superficie crítica de ruptura determinada anteriormente. Para lo anterior se sugiere un total de 10 a 15 rebanadas.
- iii) Determine los valores corregidos asociados a la resistencia a la penetración de cono.
- iv) Determine la razón de resistencia no drenada según la ecuación (77 referida a la línea intermedia de la Figura 6-17.
 - Olson y Stark (2003):

Para $q_{c1} \leq 6.5$ [MPa]

$$\frac{S_{u(yield)}}{\sigma_{vo}} = 0.025 + 0.0143 \times q_{c1} \pm 0.04 \quad (77)$$

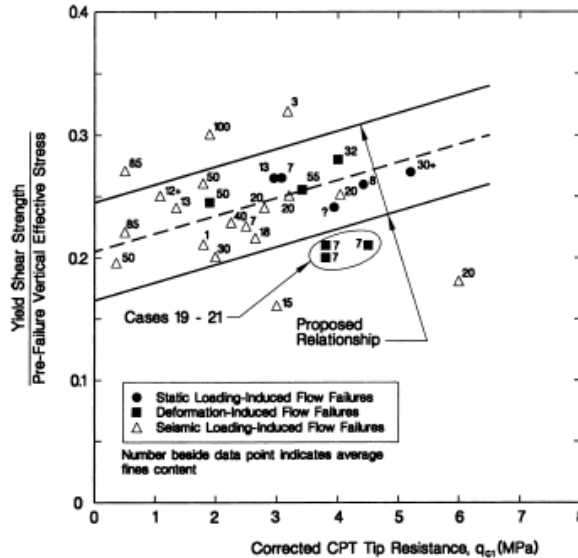


Figura 6-17: Comparación entre la razón de resistencia no drenada peak v/s la resistencia a la penetración de punta corregida. Fuente: Olson y Stark, 2003.

- v) Obtener la resistencia residual peak ($S_{u(yield)}$) asociado.
- vi) Determinar el Factor de Seguridad asociado al inicio de la licuefacción para cada rebanada de suelo susceptible a licuefacción considerando la ecuación (78).

$$FS = \frac{S_{u(yield)}}{\tau} \quad (78)$$

Con

τ Demanda de corte por mecanismo gatillante

Luego

- Si $FS > 1.2$, se asume que la estabilidad es aceptable
- Si $FS < 1.2$, se considera que la estructura es insegura y se debe rediseñar o modificar.

No obstante, todas las estimaciones deberán ser combinadas y verificadas mediante ensayos complementarios in-situ y ensayos de laboratorio utilizando para ello un muestreo considerable según el riesgo y tamaño de la estructura evaluada. Si el suelo es susceptible a tener una caída de resistencia (strength loss), siempre se debe asumir que el mecanismo gatillante puede ocurrir.

En el presente capítulo se trató la evaluación de la licuefacción cíclica y de flujo (estática) a partir de ensayos CPTu. Este tiempo de ensayos son una forma rápida para la evaluación de parámetros in-situ asociados a suelos de arenas y arcillas no consolidadas, principalmente para suelos con un $V_s < 300$ m/s. Las ventajas de la realización de los ensayos CPT frente a otros tipos de ensayos es la capacidad de realización de ensayos relativamente económicos con apreciable mejor repetibilidad ante sus semejantes, como lo es el caso del ensayo SPT y por contar con una base de datos robusta para la

determinación de los distintos parámetros resistentes y de estado del suelo. No obstante, para la realidad nacional, esta base de datos puede ser insuficiente considerando el periodo de retorno de los eventos sísmicos con una magnitud considerable $M_w > 8,0$. Por lo que para ciertos casos, como por ejemplo para las zonas transicionales, es conveniente ahondar a través de estudios avanzados de laboratorio considerando muestras inalteradas de alta calidad.

CAPÍTULO VII

Campaña de Terreno en Tranques de Relaves

Para el presente estudio se realizaron dos campañas de terreno en la que se evaluaron en distintas ubicaciones de las cubetas de tranques de relaves, las resistencias a la penetración de piezocono (CPTu). Estas campañas de exploración se realizaron primeramente en un tranque (Depósito Nro. 1) ubicado en Chile central que falló por licuefacción luego del terremoto de la ligua en 1965. El segundo tranque (Depósito Nro. 2) de relaves explorado corresponde a un tranque de relaves operativo ubicado en la zona centro norte de Chile, que almacena los relaves provenientes de la extracción de oro y cobre. A continuación, se presentará una caracterización geotécnica de cada uno de los depósitos de relaves en estudio.

7.1 Depósito Nro. 1

El depósito de relaves Nro. 1 corresponde a un depósito de relaves generado a partir de la extracción de cobre y oro, el que detuvo su funcionamiento luego de que licuara tras el terremoto de La Ligua en 1965. El depósito de relaves fue construido con la metodología aguas arriba. A continuación, se estudiará la caracterización geotécnica del depósito Nro. 1.

7.1.1 Propiedades índices

Se realizó una caracterización completa a partir de una muestra representativa del relave prospectado, como se analizará más adelante, el depósito cuenta con una estratificación en donde varía en profundidad que puede apreciar a través de su mineralogía (color) y el contenido de finos. En la Figura 7-1 se presenta la curva granulométrica del material de una muestra representativa de arena de relave (muro) obtenida mediante perforación con diamantina a una profundidad de 3.1 m y de una muestra representativa de lamas obtenida a una profundidad de 7,2 m.

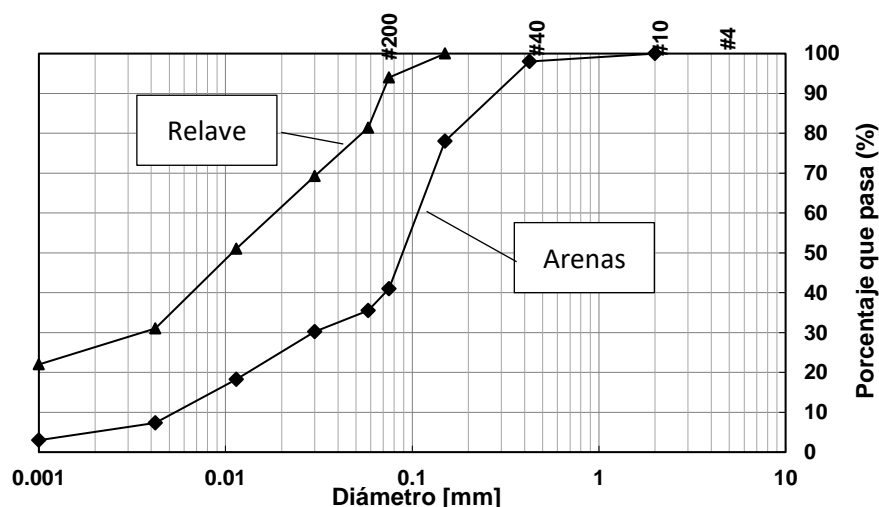


Figura 7-1: Granulometría relave Nro. 1. Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 7-1 un resumen de las propiedades básicas de ambas muestras. La arena de relave clasifica como arena limosa (SM) y presenta un 41% de finos sin plasticidad y una densidad máxima compactada seca obtenida mediante ensayo de Proctor modificado de 1.84 g/cm^3 , donde en la Figura 7-2 se presenta su curva de compactación. Por su parte las lamas clasifican como arcilla limosa (CL) y presenta un 94% de finos de baja plasticidad.

Tabla 7-1: Parámetros índices relave Nro. 1. Fuente: Elaboración propia.

Clasificación USCS	LL (%)	IP (%)	G_s (-)	e_{\max} (-)	e_{\min} (-)	DMCS		K_s , (m/s)
						w_{op} (%)	ρ (g/cm^3)	
SM	18,5	2,0	2,98-3,18	1,342	0,828	16,3	1,84	$1,83 \cdot 10^{-7}$
CL	21	17	3,26	-	-	-	-	$2,56 \cdot 10^{-9}$

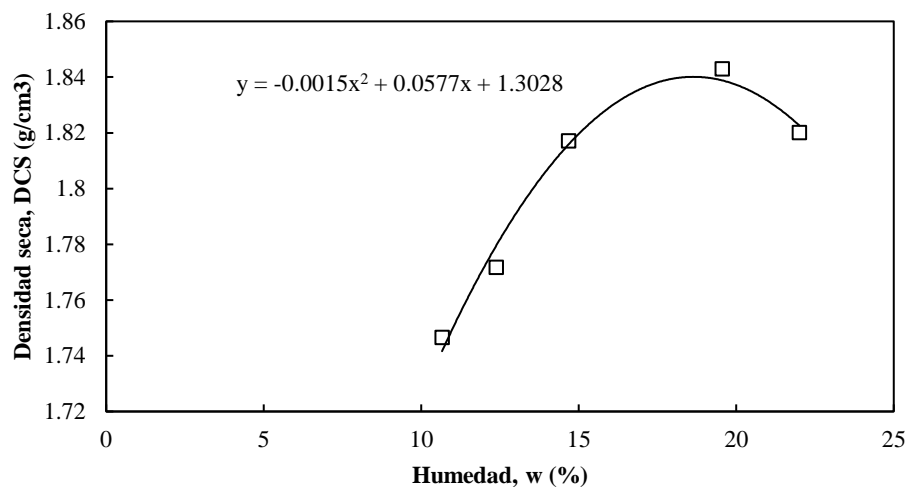


Figura 7-2: Curva de compactación Proctor estándar del relave Nro. 1. Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente, se determinó la curva de retención de agua para la arena de relave en cuestión mediante el método de la cámara de presión (ASTM D6836-16). En donde se le ajustó la curva mediante el modelo de Fredlund y Xing (1994). En cuanto al punto de entrada de aire (AEV por sus siglas en inglés) se estimó a 27,6 % de humedad con una succión asociada de 2,7 kPa.

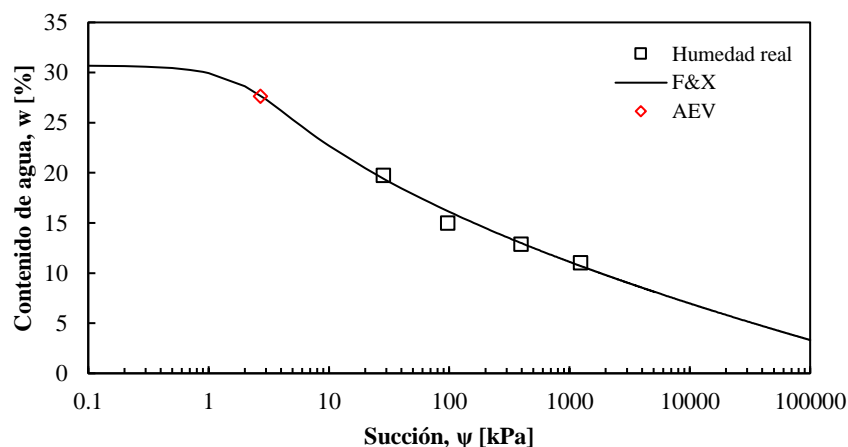


Figura 7-3: SWRC del relave Nro. 1 ajustada mediante el modelo de Fredlund y Xing (1994).

Fuente: Elaboración propia.

7.1.2 Propiedades in-situ

A través de campañas realizadas durante el año 2017 y el año 2018, se evaluaron las densidades superficiales de 18 puntos. Estos puntos se dividieron en tres zonas de interés, cubeta, muro y zona licuada. En la Figura 7-4 se presenta la ubicación de cada uno de los puntos analizados y en la Tabla 7-2 se clasifican los puntos según su ubicación:

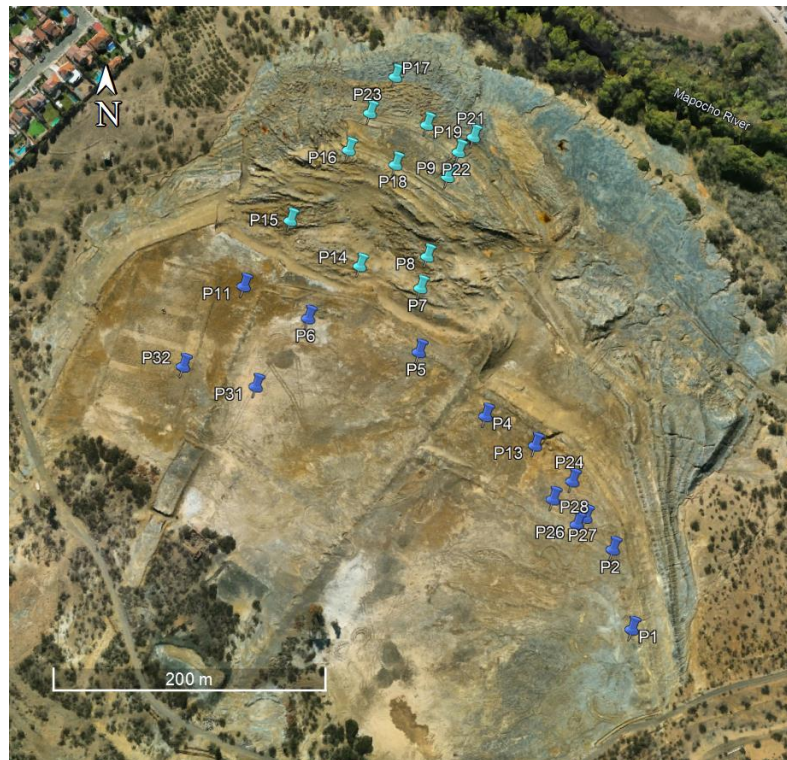


Figura 7-4: Puntos de exploración realizados en campañas del 2017 y 2018.

Fuente: Modificado de Rojas, 2018.

Tabla 7-2: Humedades y densidades superficiales depósito Nro. 1. Fuente: Modificado de Rojas, 2018.

Punto	Zona	Humedad, w (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	% Proctor estándar (%)
1	Muro	13,9	1,48	78,3
2	Muro	15,8	1,61	85,2
3	Muro	12,6	1,37	72,5
4	Cubeta	6,1	1,43	75,7
5	Muro	14,7	1,48	78,3
6	Muro	18,4	1,42	75,1
7	Zona licuada	11,4	1,28	67,7
8	Zona licuada	10,5	1,33	70,4
9	Zona licuada	23,6	1,32	69,8
10	Zona licuada	10,1	1,54	81,5
11	Muro	4,6	1,47	77,8
13	Muro	4,5	1,48	78,5

Punto	Zona	Humedad, w (%)	Densidad Seca (g/cm ³)	% Proctor estándar (%)
14	Zona licuada	3,6	1,44	79,8
15	Zona licuada	3,9	1,47	75,8
16	Zona licuada	4,2	1,40	76,2
17	Zona licuada	4,0	1,40	79,9
18	Zona licuada	2,8	1,48	78,5

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 7-2, se tiene que las densidades obtenidas en el depósito tienen una alta variación, teniendo un comportamiento medianamente denso respecto a la DMCS obtenida en laboratorio, y un estado de saturación que varía entre seco y húmedo. Se aprecia que la humedad presente en el suelo extraído en la zona licuada es mucho menor a la obtenida en la cubeta, debido principalmente a la presencia de material fino suelto (Rojas, 2018).

Además se realizaron ensayos geofísicos para la determinación de la velocidad de onda de corte en profundidad mediante la metodología MASW. Uno de los perfiles en las cercanías del punto P4 (Figura 7-5a) y dos perfiles en las cercanías de P5 y P6 paralelo y perpendicular al muro respectivamente (Figura 7-5b y Figura 7-5c).

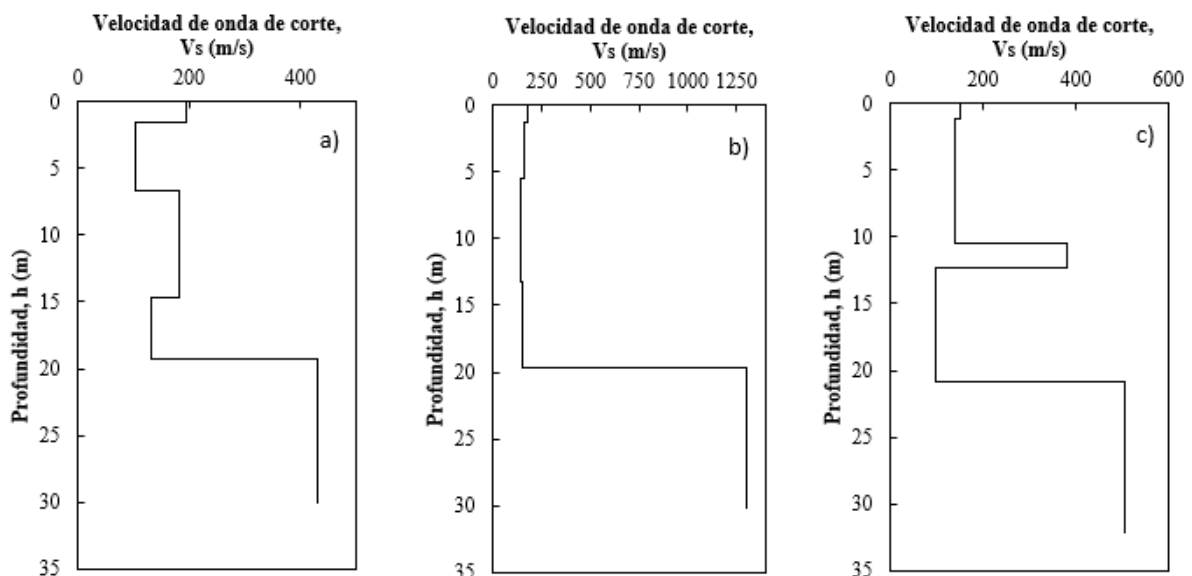


Figura 7-5: Ensayos MASW realizados en la cubeta del depósito Nro. 1 a) cercano a punto P4 y b) y c) cercano a puntos P5 y P6. Fuente: FONDEF IT20I0016, 2022.

Como se puede apreciar, las velocidades de onda de corte (V_s) predominantes en la cubeta son menores a 200 m/s, por lo tanto, con una rigidez relativamente baja. Donde es posible evaluar el periodo predominante de vibración en la cubeta mediante la expresión $4H/V_s$ lo cual arroja una magnitud promedio de 0,51 s.

Paralelamente, en las cercanías del punto P5 y P6 se realizaron 4 ensayos de determinación del coeficiente espectral H/V mediante el método Nakamura (SESAME, 2004). Los resultados obtenidos para la frecuencia espectral cumplen con los criterios SESAME de curva confiable y peak claro o definido, donde se obtuvieron resultados similares para cada uno de los ensayos según se presenta en la Figura 7-6. El periodo predominante promedio registrado es de 0,54 s, similar a la aproximación obtenida mediante el método MASW (0,51 s), por lo que se consideran mediciones confiables.

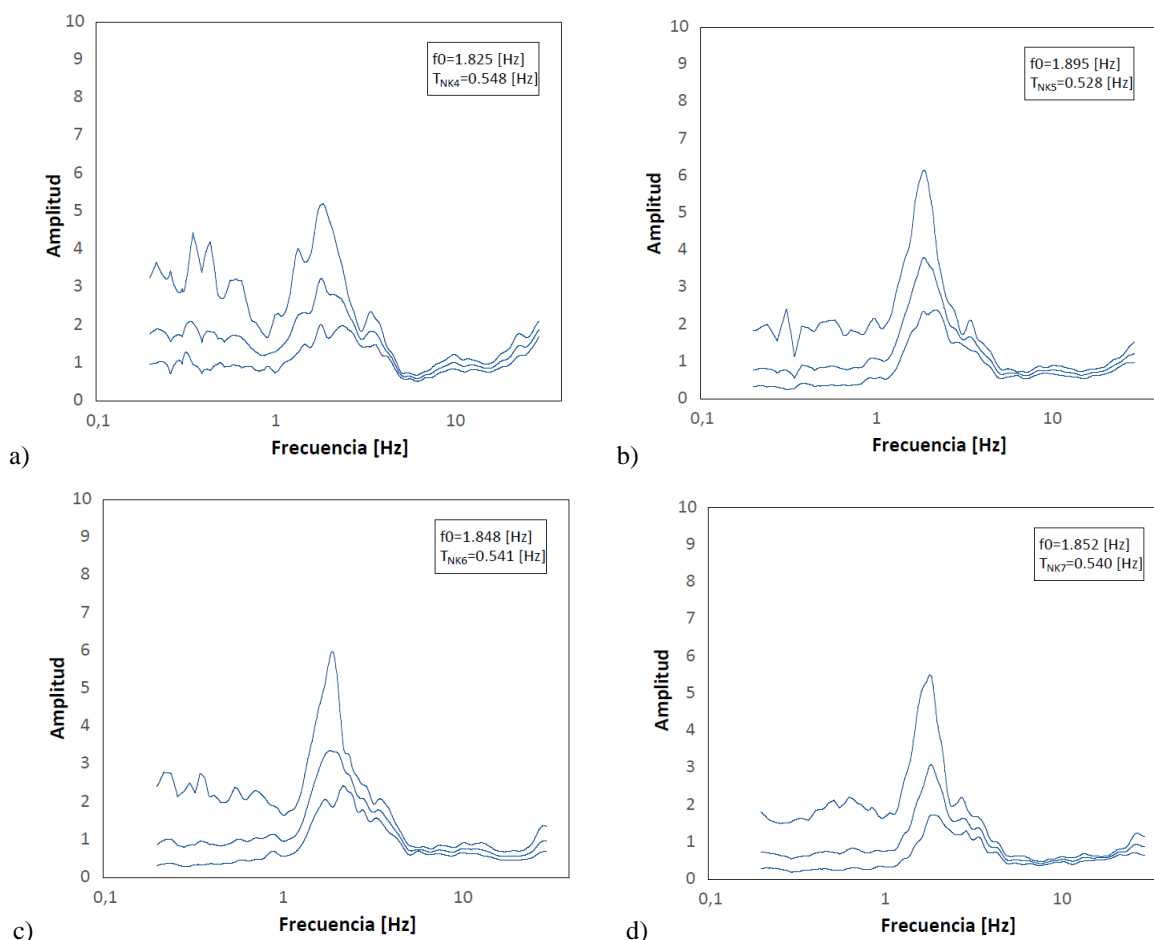


Figura 7-6: Ensayos de Nakamura realizados en realizados en la cubeta (cercano al muro) del depósito Nro. 1. a) NK4 , b) NK5, c) NK6 y d) NK7. Fuente: FONDEF IT20I0016, 2022.

Complementariamente a lo antes presentado, se realizó un sondaje de perforación rotatoria con ejecución de ensayo SPT en profundidad. La estratigrafía registrada a partir de la recuperación de muestras del sondaje, queda determinada por un estrato superficial de arenas de relave asociadas al coronamiento del muro, seguido de un estrato de lammas de relave y posteriormente, un segundo estrato de arenas asociadas a la parte inferior del muro. Este registro se intercala en 3 ocasiones, lo que hace referencia a la parte de aguas arriba de un crecimiento del muro tipo eje central. Por lo tanto, el depósito se encontraría circunscrito por muros laterales de crecimiento tipo eje central, dando paso a la zona central o aguas abajo con un crecimiento tipo aguas arriba.

Estas mediciones y otras más, como ensayos de penetración dinámica tipo Panda, se presentan en el Anexo 11.1 (FONDEF IT20I0016, 2022).

Adicionalmente se realizaron 5 ensayos CPTu, 3 de ellos en las cercanías de la zona licuada del muro (P4, P5 y P13) y dos de ellos en la zona sin licuar de la cubeta (P31 y P32) como se puede apreciar en la Figura 7-8.

Como se puede ver a través de los perfiles del índice de clasificación por comportamiento del suelo (I_c) según Robertson (2010) presentado en la Figura 7-9, se tiene que para los puntos P4 y P13 se registra principalmente un comportamiento superficial del relave tipo arena limosa o limo arenoso, mientras que en profundidad, se registra un comportamiento tipo limo arcilloso a arcilla limosa e incluso en zonas con comportamiento tipo arcilla limosa a arcilla (los perfiles de resistencia a la penetración por punta (q_c), fuste (f_s) y presión de poros (u_2) se presentan en el Anexo 11.2). En cuanto al ensayo realizado en el punto P5 se tiene un comportamiento mayormente dominado por arenas limosas a limos arenosos. Lo anterior, puede deberse a que el punto P5 se encuentra más cercano al muro relativamente menos licuado

o con desplazamientos y/o deformaciones menores a los otros dos puntos (P4 y P13). Estos últimos, tienden a registrar materiales más finos en profundidad lo cual puede deberse a que debido al crecimiento aguas arriba del muro del depósito, en la vertical el sondeo se aleja del material del muro depositado, que en teoría podría estar constituido por un material con menor contenido de fino que el material depositado en la cubeta.

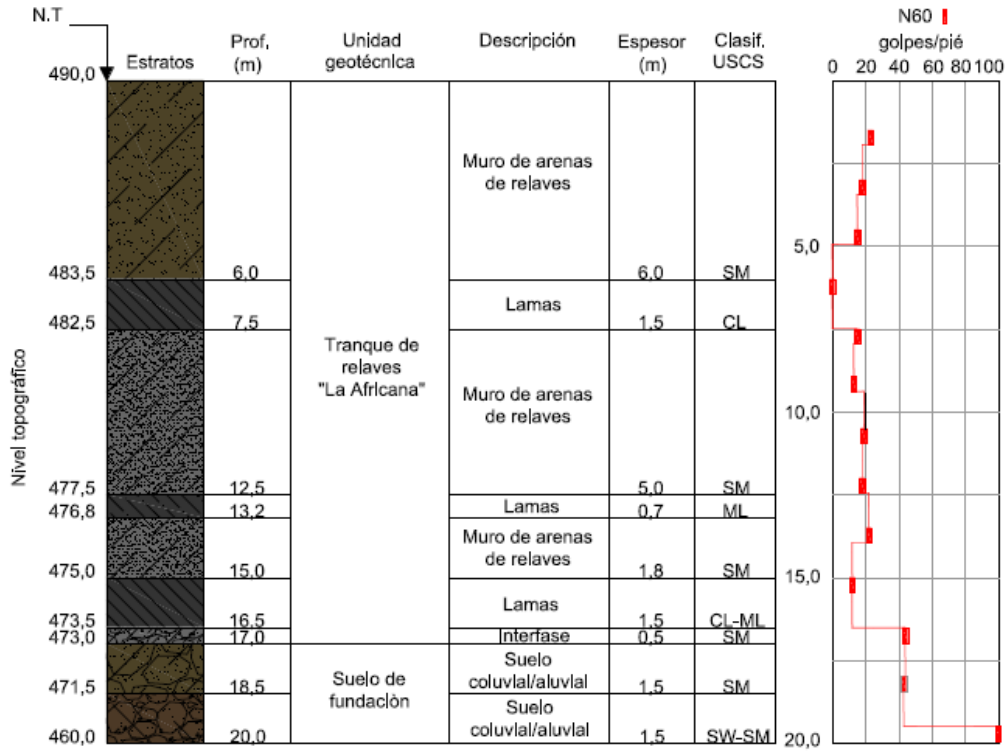


Figura 7-7: Estratigrafía Sondaje realizado en muro lateral no licuado del depósito Nro. 1.

Fuente: FONDEF IT20I0016, 2022.



Figura 7-8: Ubicaciones ensayos CPTu en depósito Nro. 1.

Tabla 7-3: Zonas de clasificación por comportamiento del suelo según SBTn de Robertson. Fuente: modificado de Robertson (2010).

Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils – clay	> 3.6
3	Clays – silty clay to clay	2.95 – 3.6
4	Silt mixtures – clayey silt to silty clay	2.60 – 2.95
5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt	2.05 – 2.6
6	Sands – clean sand to silty sand	1.31 – 2.05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A

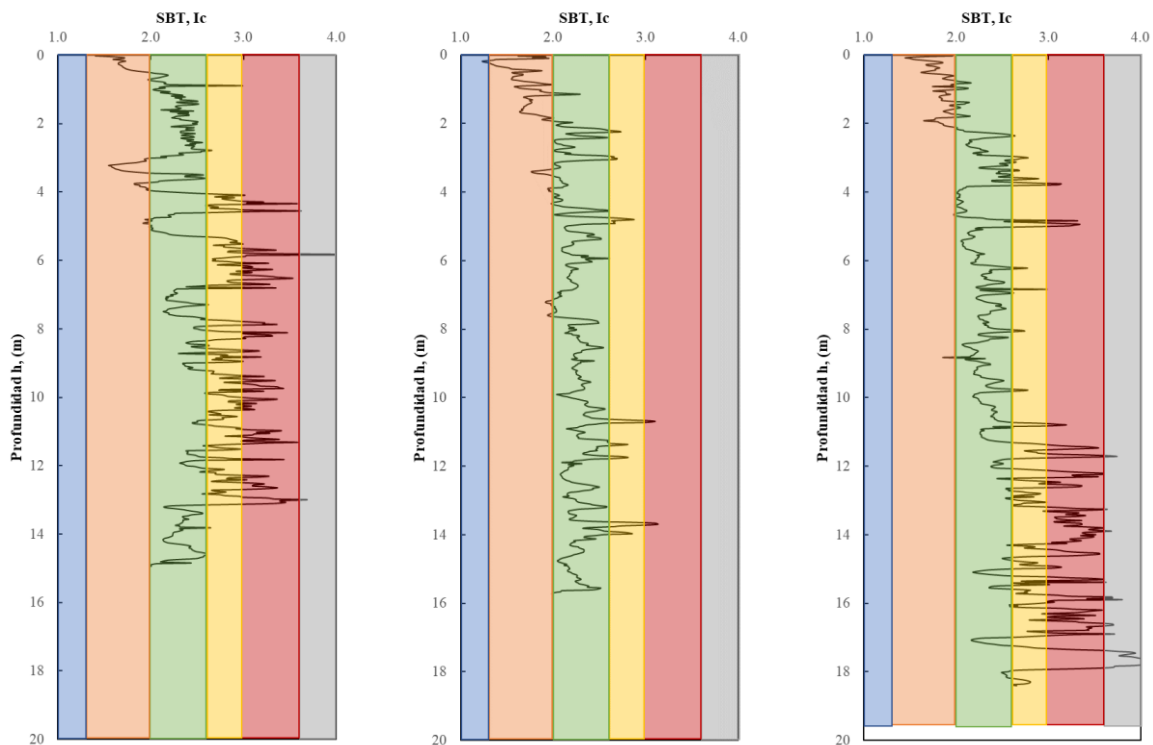


Figura 7-9: Índice de clasificación de Robertson (I_c) para ensayos en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.

En cuanto a los ensayos realizados en la cubeta, es decir, los ensayos realizados en los puntos P31 y P32, se registró en superficie un material con un comportamiento tipo arena limosa a limos arenosos, lo con una resistencia de punta más elevada que lo registrado para profundidades mayores a 3 metros. Lo anterior debido a un cierto grado de cementación obtenido en superficie, siendo necesario incluso su perforación en superficie de modo de posibilitar las prospecciones a mayores profundidades, puntualmente para el punto P31. Por otro lado, en profundidad se registró un material con un comportamiento del tipo limo arcilloso a arcillas limosas, con resistencias de punta bajas cercanas a 1 MPa. No se registra nivel freático en ninguno de los sondeos, solo un incremento en las presiones de poro propias de un material fino contractivo con presencia de agua a niveles de saturación bajo la unidad en su matriz.

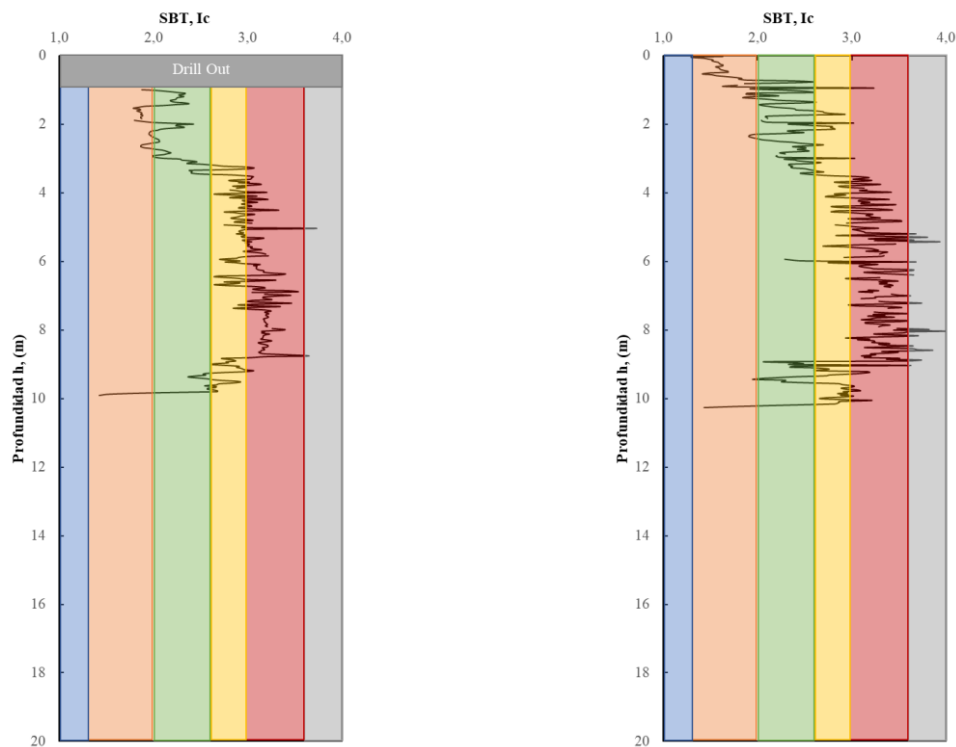


Figura 7-10: Índice de clasificación de Robertson (I_c) para ensayos en la zona no licuada a) P31 y b) P32.

En términos generales, se tiene un depósito constituido por relaves de granulometría semivariable y comportamiento asociado a la penetración de piezocono en profundidad desde arenas limosas, hasta arcilla limosa en profundidades mayores o en estratos no cementados.

7.1.3 Respuesta al corte esperado

Teniendo en cuenta el comportamiento del relave tipo arena limosa a arcillas limosas prospectados asociado al depósito Nro. 1, es de interés el estudio del comportamiento del material bajo esfuerzos de corte (cambio de volumen o presiones de poros). La Figura 7-11 y Figura 7-12 presenta un perfil del tipo comportamiento normalizado del material según la metodología propuesta por Robertson (2016). Se observa que, en la superficie de los ensayos de los puntos P4 y P13, predomina un comportamiento tipo arena dilatante, mientras que en profundidad existe en alto grado de estratificación de materiales drenados, transicionales y no drenados con comportamiento contractivo y dilatante con tendencia a un comportamiento contractivo. Por el contrario, para el ensayo realizado en el punto P5, se tiene un comportamiento mayormente del tipo arena dilatante.

Para los ensayos realizados en la cubeta del depósito (ensayos de los puntos P31 y P32), se obtuvo mayormente un comportamiento del tipo arena dilatante en superficie (3,5 metros aproximadamente), mientras que, en profundidad, se obtuvo un comportamiento mayormente contractivo del tipo no drenado e incluso zonas con comportamiento no drenado sensitivo.

En base a lo anterior, se aprecia una alta estratificación de los materiales presentes en profundidad. No obstante, se registró un comportamiento dilatante en superficie para todos los puntos prospectados, lo anterior producto de la cementación de los relaves en superficie que se expresa a través de resistencias a la penetración por punta altas. Puntualmente, para el punto P5 se obtuvo un material mayormente dilatante en toda su profundidad, lo que se puede deber a la cercanía del punto al muro y menor presencia de agua los espacios intersticiales del relave. El comportamiento estratificado y dilatancia de los materiales prospectados se aprecia de mejor manera en la Figura 7-13, donde se registra un material que presenta un comportamiento en todas las zonas identificadas por Robertson (2016).

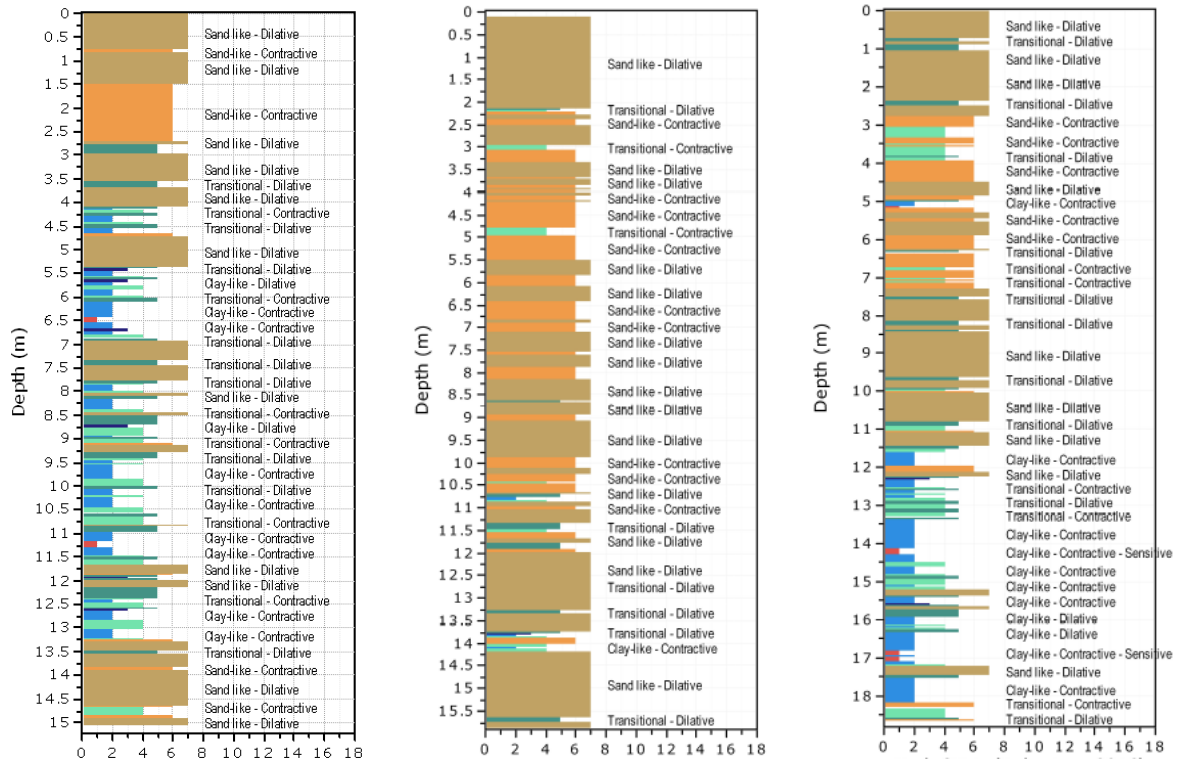


Figura 7-11: Distribución de la clasificación SBTn de Robertson obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.

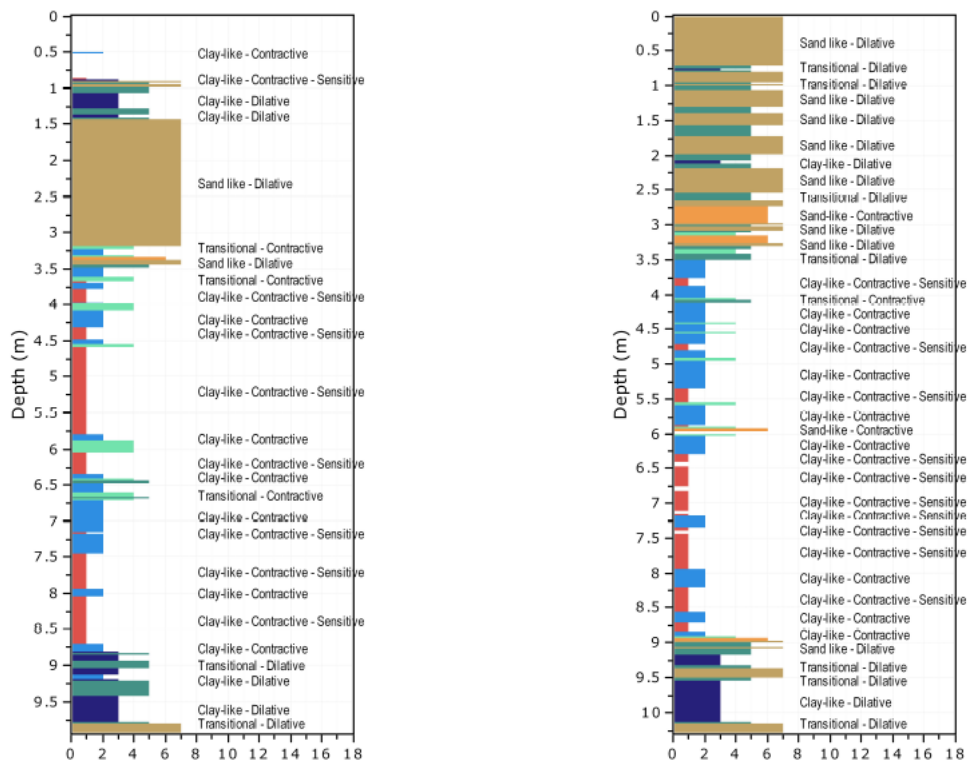


Figura 7-12: Distribución de la clasificación SBTn de Robertson obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en la zona no licuada a) P31 y b) P32.

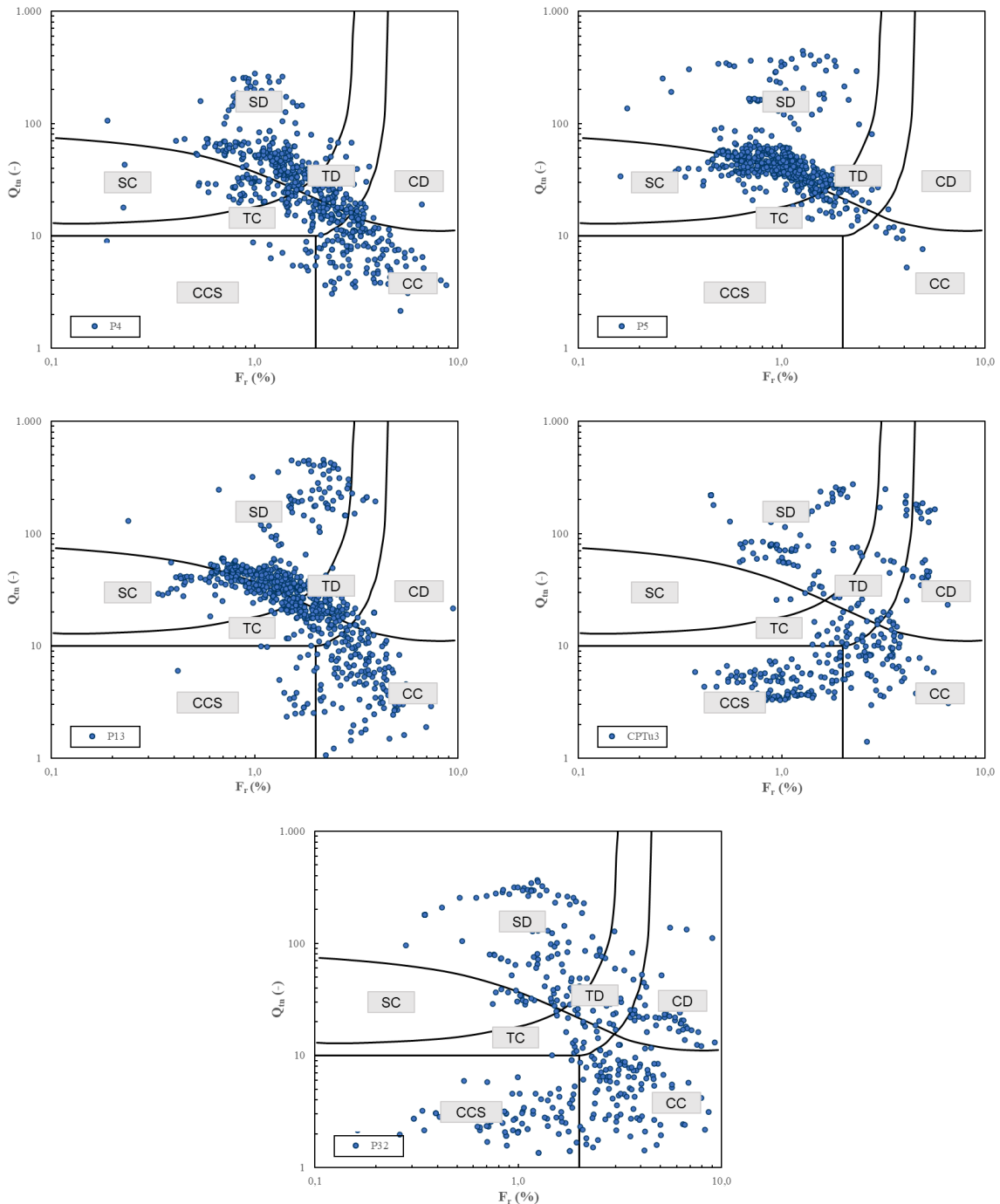


Figura 7-13: SBTn de Robertson (2016) para las punto a) P4, b) P5, c) P13, d) P31 y e) P32 del depósito Nro. 1.

Paralelamente, se analizó la dilatancia de los relaves prospectados en profundidad, a través de las propuestas de Robertson (2010) y Been y Jefferies (2006) asociadas a la evaluación del parámetro de estado, en donde Been y Jefferies (2006) proponen una división para los materiales susceptibles a licuar de los que no son susceptibles a partir de una magnitud del parámetro de estado (Ψ) de $-0,05$, lo anterior para materiales con comportamiento drenado. Considerando lo anterior, a partir de la evaluación presentada en la Figura 7-13 se aprecia que, debido a la cementación del relave presente en superficie, el material presenta un parámetro de estado asociado a un material dilatante, mientras que en profundidad, se aprecia un material cercano al límite de susceptibilidad a la licuefacción propuesto por Been y Jefferies, es decir, con un comportamiento transicional respecto a la dilatancia de los relaves

drenados. Cabe destacar, que para la evaluación en profundidad del parámetro de estado se filtraron las zonas en el que el relieve se comportó con un comportamiento no drenado.

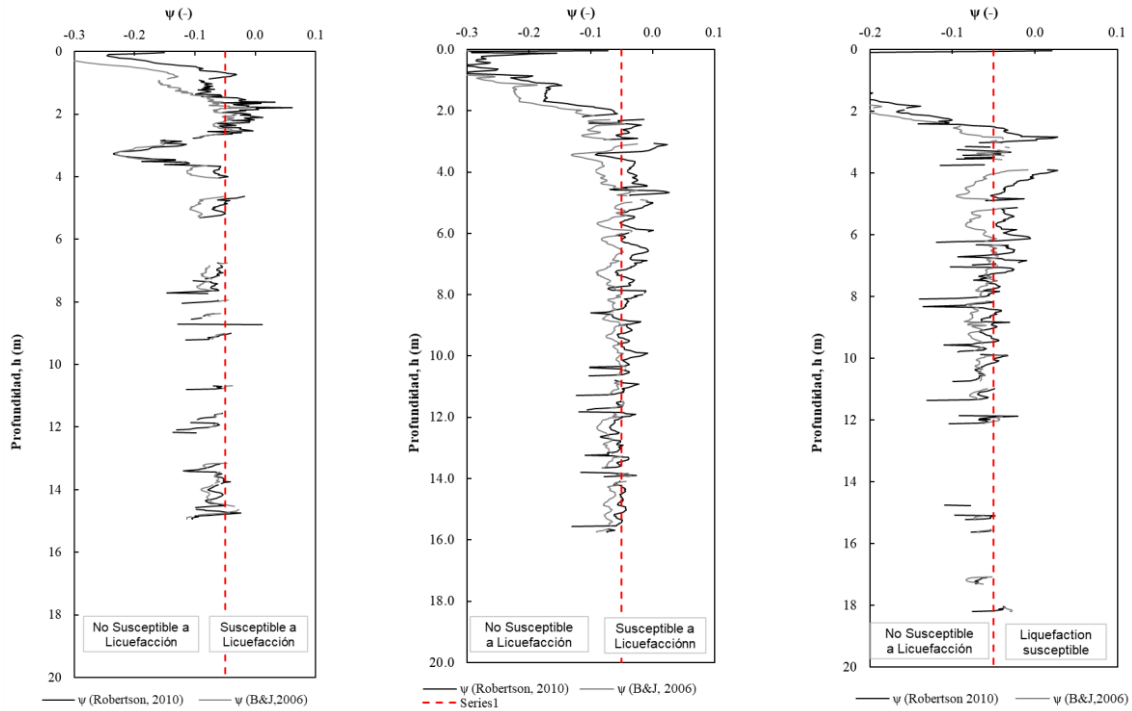


Figura 7-14: Parámetro de estado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.

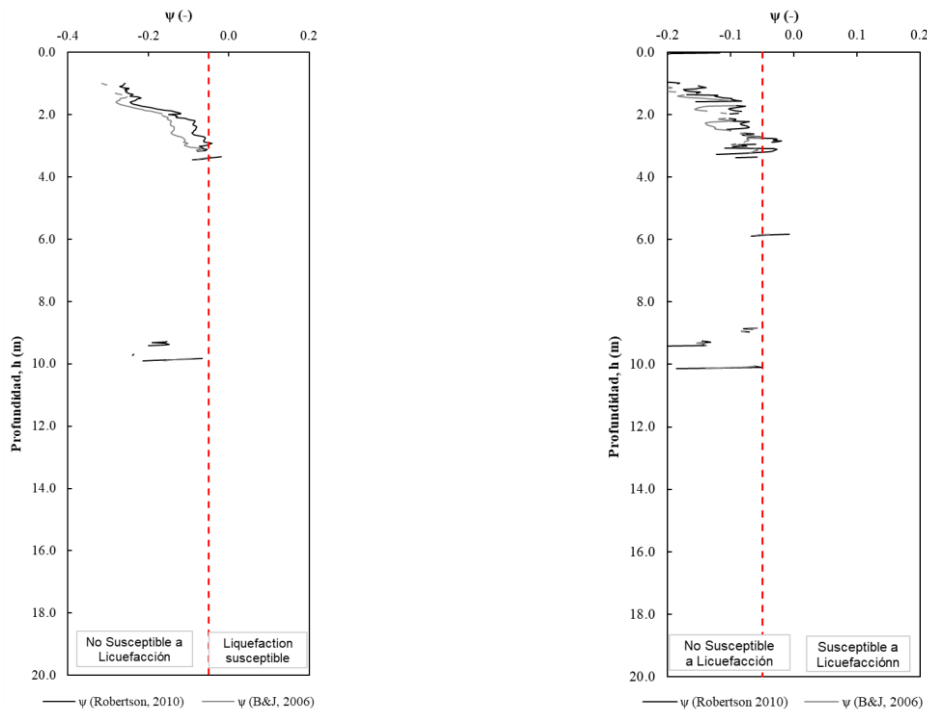


Figura 7-15: Parámetro de estado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en la zona no licuada a) P31 y b) P32.

Por otro lado, se analizó el comportamiento drenado v/s no drenado ante solicitaciones de corte en base a la propuesta realizada por Robertson (2016), en la que se menciona que para materiales con un índice de comportamiento $I_b > 22$ se tiene un comportamiento drenado, mientras que para los materiales con un índice de comportamiento $I_b < 22$ se tiene un comportamiento mayormente no drenado. A partir de lo anterior, se tiene que para los sondeos realizados en las cercanías del muro se tiene un comportamiento mayormente drenado para los ensayos P5 y P13, mientras que para el ensayo realizado en el punto P4 se tiene un comportamiento drenado en superficie y transiciones de comportamientos drenados y no drenados en profundidad, lo que evidencia una estratificación del material en profundidad o capas de baja permeabilidad intercaladas con capas de alta permeabilidad.

Para los ensayos realizados en la cubeta, se evidenció un comportamiento drenado en superficie hasta aproximadamente los 4 m de profundidad, para posteriormente registrarse un material con comportamiento no drenado propio de materiales limo-arcillosos de baja permeabilidad.

En resumen, en las cercanías del muro se aprecia que los relaves dispuestos poseen un comportamiento mayormente drenado propio de materiales arenosos, lo que puede deberse a la prospección de materiales de muro con un menor contenido de finos, mientras que en profundidad, al ser un depósito con un crecimiento del muro aguas arriba, se prospectó materiales con un comportamiento transicional a no drenado producto de materiales con mayor contenido de finos y de características de relaves integrales no compactados.

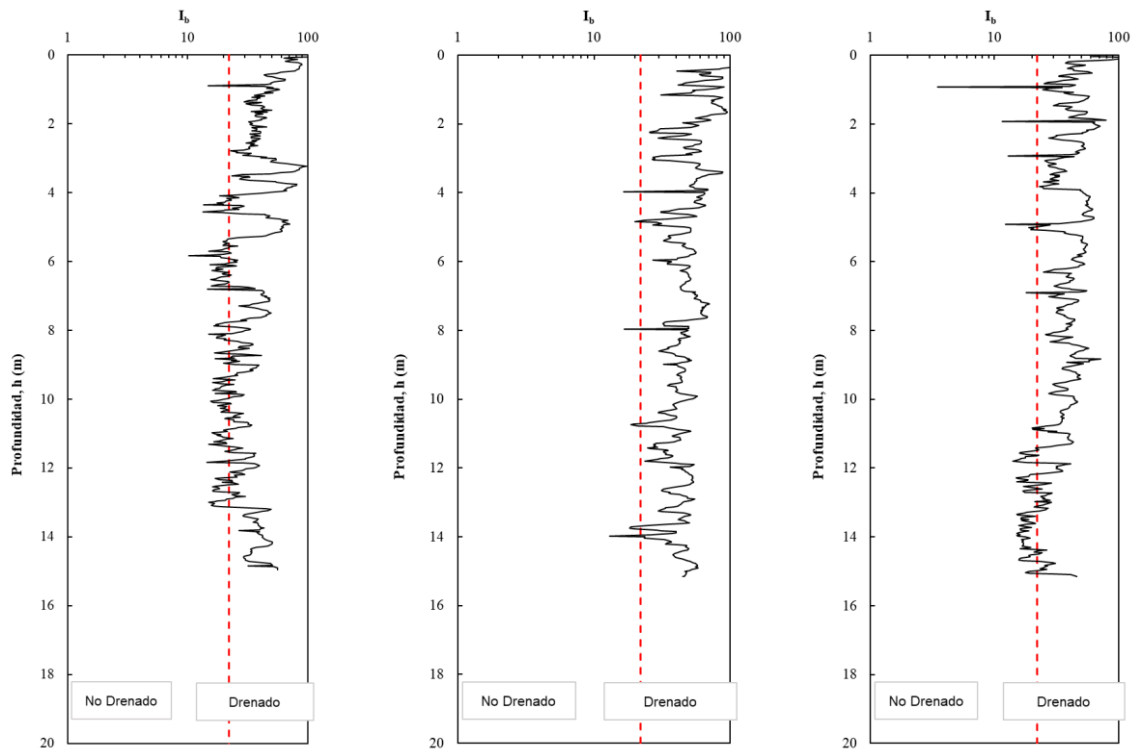


Figura 7-16: Comportamiento drenado o no drenado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.

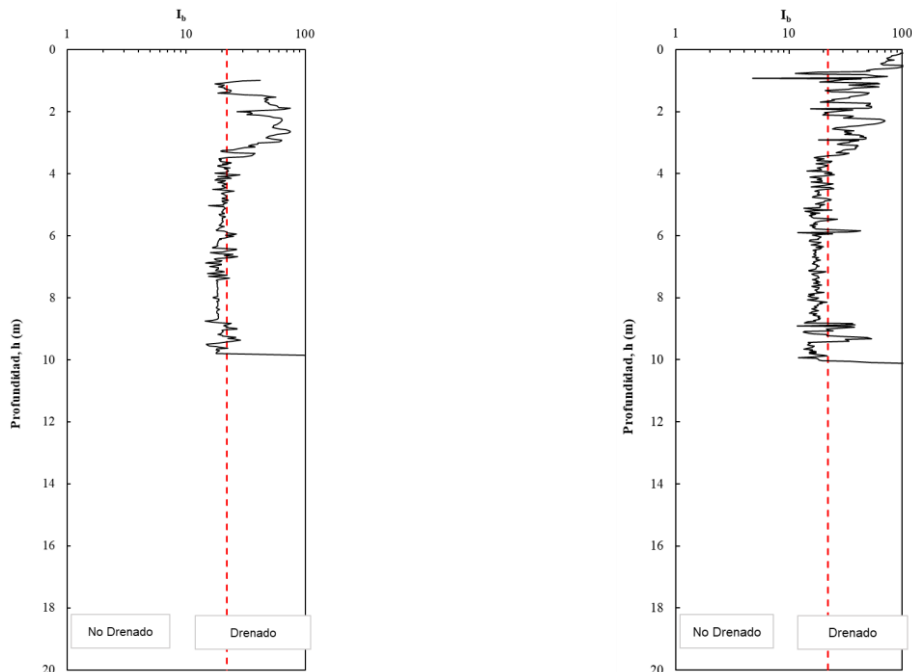


Figura 7-17: Comportamiento drenado o no drenado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en la zona no licuada a) P31 y b) P32.

7.1.4 Propiedades resistentes

Las propiedades resistentes del depósito de relave Nro. 1 se evaluaron a partir de ensayos de laboratorio del tipo triaxial no drenados y drenados, así como también de ensayos de corte simple cíclico a volumen constante, es decir, no drenados. Además, se evaluaron los parámetros resistentes in-situ mediante los ensayos CPTu realizados en la que se utilizó las distintas propuestas presentes en la literatura.

7.1.4.1 Comportamiento Monótono

Las propiedades resistentes de los relaves se evaluaron a través del comportamiento monótono analizado para una muestra de relave obtenida en profundidad a partir de la perforación mediante diamantina, en la se seleccionó una muestra representativa con un comportamiento no drenado contractivo. Para ello se determinó la densidad mediante un ensayo peso unitario (ensayo de densidad suspendida) en la que se determinó una densidad de $1,73 \text{ g/cm}^3$. Además, se determinó la gravedad específica (G_s), el cual arrojó una magnitud de 3,26. A partir de lo anterior, se reconstituyeron muestras para determinar sus propiedades resistentes no drenadas a partir de ensayos del tipo CIU y un ensayo adicional drenado (CID) realizado para la obtención de la zona de mayores presiones de la CSL en el espacio e-p'.

Como se puede apreciar en la Figura 7-18a, se aprecia un comportamiento strain softening con caídas en las resistencias sin presencia de endurecimiento a grandes deformaciones. Además, se aprecia en la Figura 7-18b un aumento de la presión de poros que evidencian el comportamiento totalmente contractivo de la totalidad de las probetas CIU, corroborado en una trayectoria de tensiones (Figura 7-18c) de características contractivas llegando a la falla con un ángulo de fricción interna no drenado de 33° . No obstante, dada las características no drenadas del material, se evaluó de igual manera la resistencia residual no drenada para cada uno de los ensayos, la que se presenta en la Tabla 7-4.

Además, se determinó la CSL en el espacio e-p' según lo propuesto por Jefferies y Been realizando la metodología presentada en el Anexo 11.3. Para ello se ejecutaron un total de 3 ensayos triaxiales del tipo CIU y un ensayo triaxial del tipo CID los que se presentan en la Figura 7-18d. Como se puede apreciar, se obtiene una pendiente asociada a las CSL de $\lambda_{10} = -0,051$, la cual se encuentra dentro del rango de lo esperable para relave finos. De manera complementaria, se observa una curva de consolidación aproximadamente paralela a la CSL, arrojando un parámetro de estado promedio de 0,1 positivo, lo que implica un comportamiento contractivo susceptible a la pérdida de resistencia al corte

antes solicitaciones no drenadas, corroborando la respuesta obtenida a través de los ensayos CPTu realizados en el depósito.

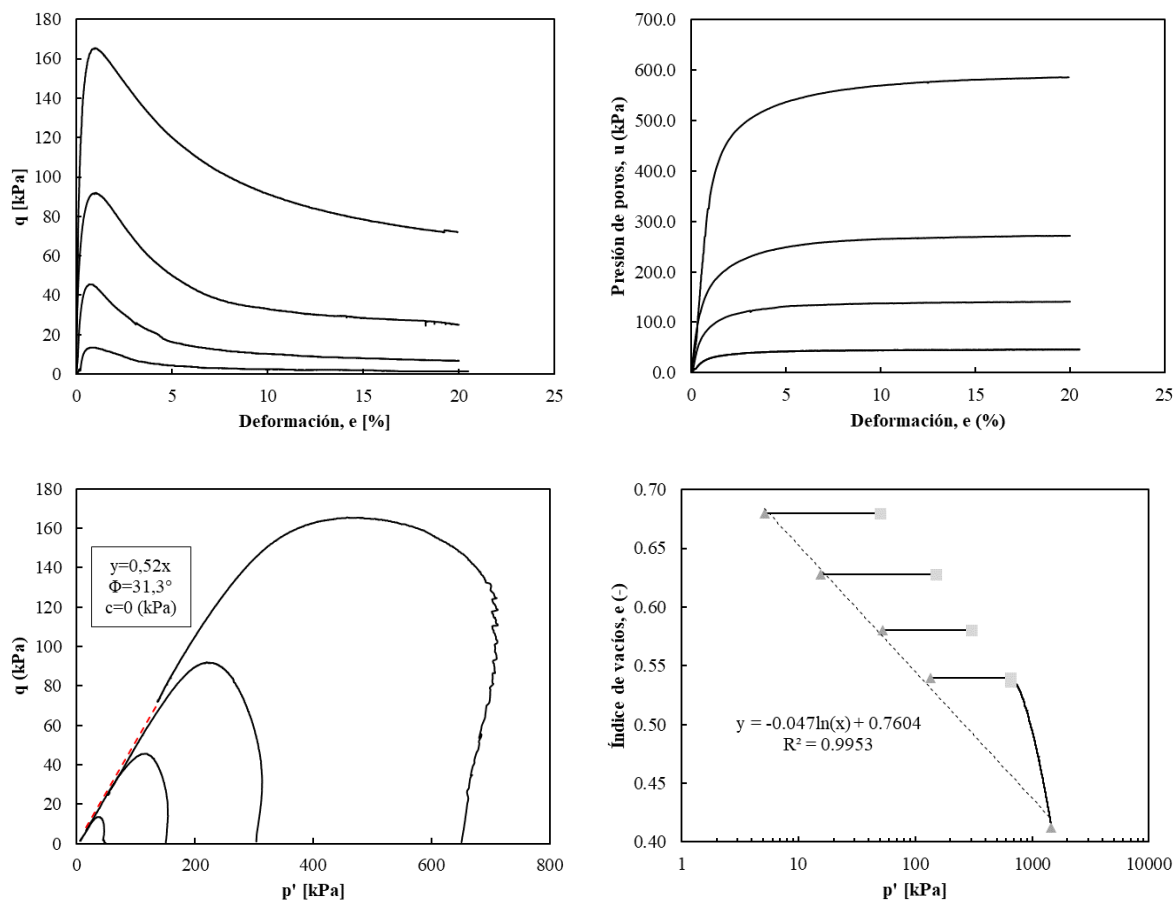


Figura 7-18: Resultados ensayos triaxiales para muestra de relave del depósito Nro. 1.

En cuanto a la evaluación de la resistencia al corte no drenado, se evaluó la razón de resistencia no drenada residual a partir de los ensayos triaxiales, obteniéndose valores menores a 0,15, y por tanto, de similares magnitudes a las resistencias residuales evaluadas para las casos históricos de licuefacción de flujo, según se presentó en el punto 4.6.

En lo que respecta a la fragilidad de la respuesta no drenada del relave Nro. 1, se tienen valores mayores a 0,5 con lo cual es característico de un material altamente frágil y susceptible a la pérdida de resistencia ante solicitaciones no drenadas.

Tabla 7-4: Parámetros resistentes para muestra de relave del depósito Nro. 1.

Tipo de ensayo	Presión de Confinamiento, σ'_v (kPa)	Densidad de Confección, ρ (g/cm ³)	Ángulo de fricción, Φ (°)	Cohesión, c (kPa)	Resistencia al corte no drenado, S_u/σ'_v (-)	Índice de Fragilidad, I_b (-)
CIU	50	1,73	31,3	0	0,03	0,89
CIU	150	1,73			0,05	0,85
CIU	300	1,73			0,09	0,73
CIU	650	1,73			0,12	0,56
CID	650	1,73			-	-

De la misma manera, se evaluaron las propiedades resistentes no drenadas de las arenas que constituyen el muro del depósito Nro. 1. Para ello se realizaron 3 ensayos triaxiales CIU a presiones de confinamiento de 150, 300 y 650 kPa. Los resultados se muestran en la Figura 7-19 a continuación.

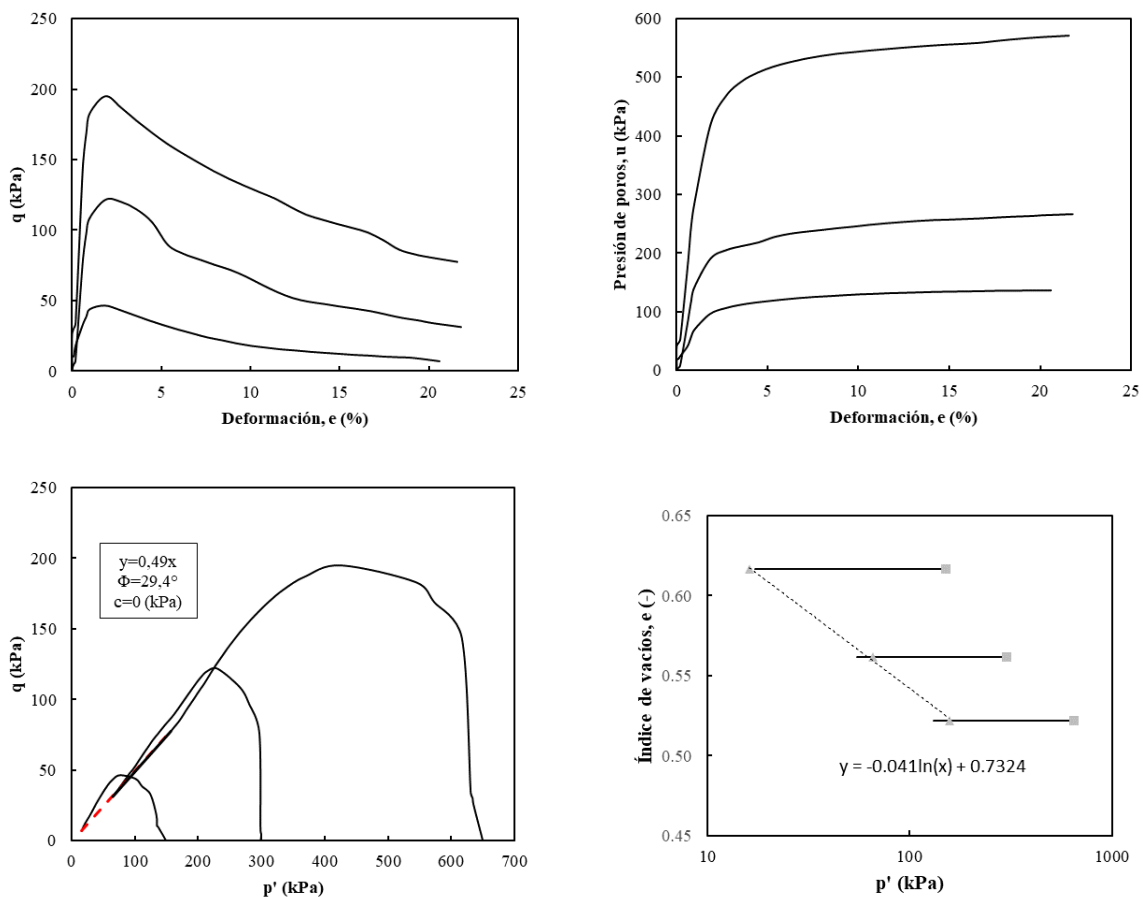


Figura 7-19: Resultados ensayos triaxiales para muestra de arena de muro del depósito Nro. 1.

Como se puede apreciar en la Figura 7-19a, se aprecia un comportamiento strain softening con caídas en las resistencias sin presencia de endurecimiento a grandes deformaciones. Además, se aprecia en la Figura 7-19b un aumento de la presión de poros que evidencian el comportamiento totalmente contractivo de la totalidad de las probetas CIU, corroborado en una trayectoria de tensiones (Figura 7-19c) de características contractivas llegando a la falla con un ángulo de fricción interna no drenado de 33° . No obstante, dada las características no drenadas del material, se evaluó de igual manera la resistencia residual no drenada para cada uno de los ensayos, la que se presenta en la Tabla 7-5.

En cuanto a la evaluación de la resistencia al corte no drenado, se evaluó la razón de resistencia no drenada residual a partir de los ensayos triaxiales, obteniéndose valores menores a 0,15, y por tanto, de similares magnitudes a las resistencias residuales evaluadas para las casos históricos de licuefacción de flujo, según se presentó en el punto 4.6.

En lo que respecta a la fragilidad de la respuesta no drenada del relave Nro. 1, se tienen valores mayores a 0,5 con lo cual es característico de un material altamente frágil y susceptible a la pérdida de resistencia ante sollicitaciones no drenadas.

Tabla 7-5: Parámetros resistentes para muestra de arena de muro del depósito Nro. 1.

Tipo de ensayo	Presión de Confinamiento, σ'_v (kPa)	Densidad de Confección, ρ (g/cm ³)	Ángulo de fricción, Φ (°)	Cohesión, c (kPa)	Resistencia al corte no drenado, $S_{u,liq}/\sigma'_v$ (-)	Índice de Fragilidad, I_b (-)
CIU	150	1,73	29,4	0	0,05	0,85
CIU	300	1,73			0,09	0,73
CIU	650	1,73			0,12	0,56

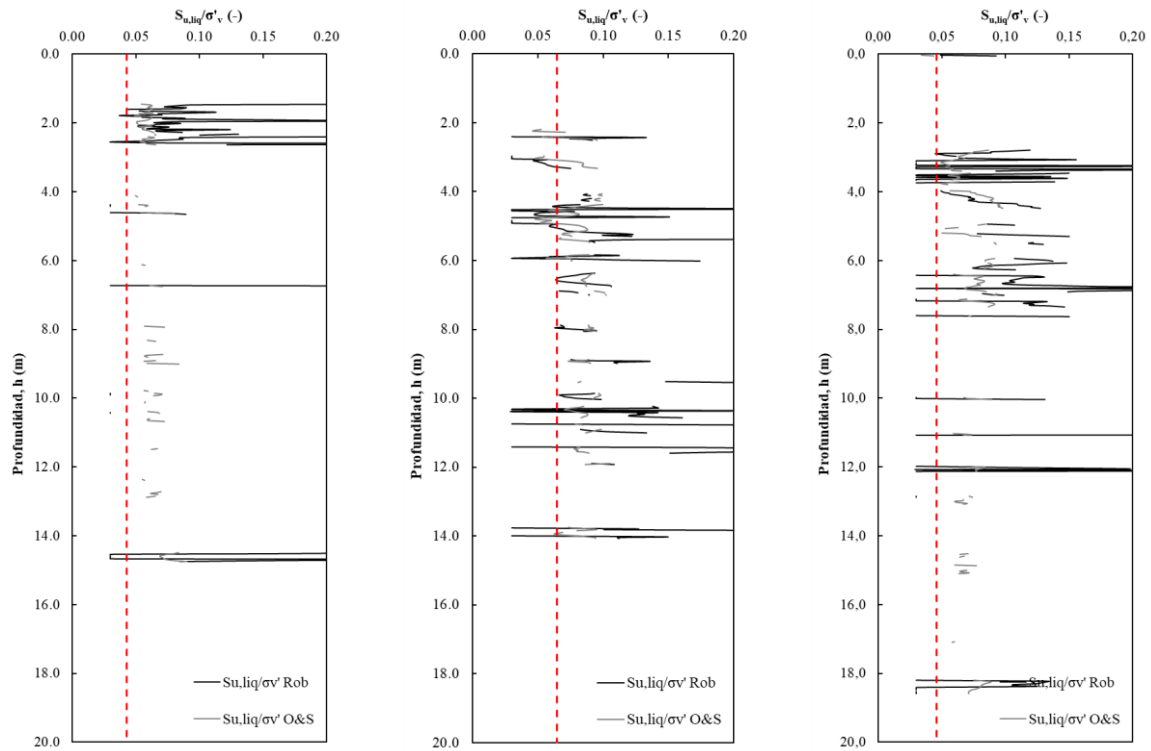


Figura 7-20: Razón de Resistencias no drenadas licuadas obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en las cercanías del muro a) P4, b) P5 y c) P13.

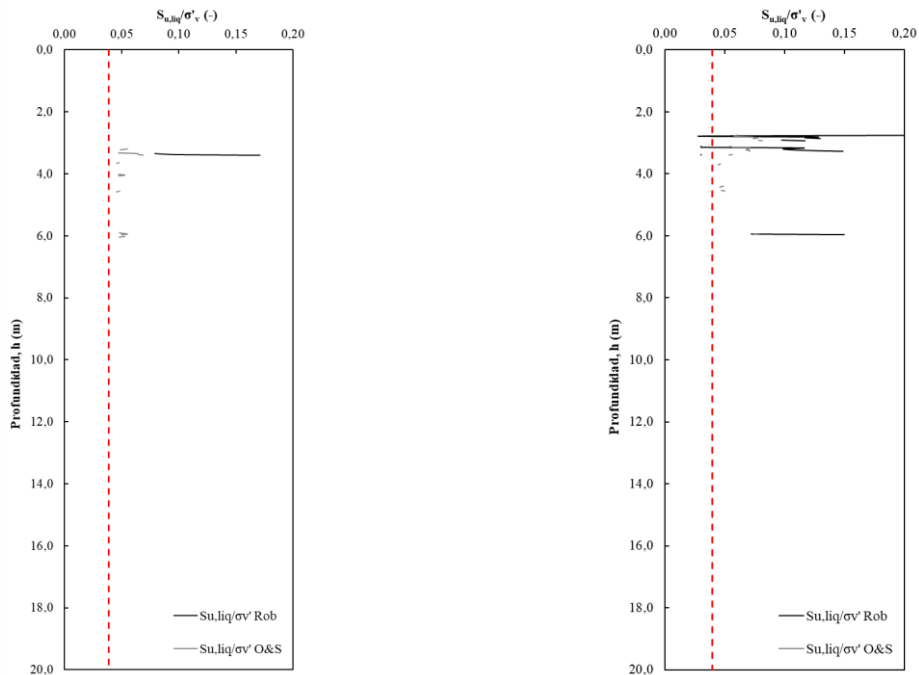


Figura 7-21: Razón de Resistencias no drenadas licuadas obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en la zona no licuada a) P31 y b) P32.

7.1.4.2 Comportamiento Cíclico

Para la evaluación del comportamiento cíclico del relave, se realizaron un total de 6 ensayos de corte siempre cíclico a partir de muestras reconstituidas a densidad in-situ para presiones de esfuerzo vertical (σ_v) de 100 kPa y razón de solicitaciones cíclicas (CSR) variables de modo de concentrar los ensayos en el rango de falla entre 15 y 30 ciclos. La muestra ensayada se obtuvo mediante perforación rotatoria con diamantina para un material representativo de un material con comportamiento no drenado y contractivo.

Los criterios de falla establecidos para la finalización de los ensayos fueron los siguientes:

- Desarrollo del 95% de presión de poros;
- Deformación amplitud simple de 3,75%;
- Deformación en amplitud doble de 7%.

De manera complementaria, se generó la curva de demanda cíclica v/s número de ciclos a la falla (Figura 7-23), donde los criterios de falla y número de ciclos alcanzados se presentan en la Tabla 7-6. Además, considerando la propuesta de Seed, Idriss y Lee (1975), se determinó la cantidad de ciclos asociados a un sismo de magnitud de 8,5 M_w , arrojando un número de ciclos equivalentes de 29 ciclos y con ello, la razón de resistencias cíclicas (CRR) asociado al material de relave es de 0,11 y su homólogo estimado asociado a triaxial cíclico de $CRR_{Tx}=0,24$ ($CRR_{Tx} * 0.65 = CRR_{CDSS}$).

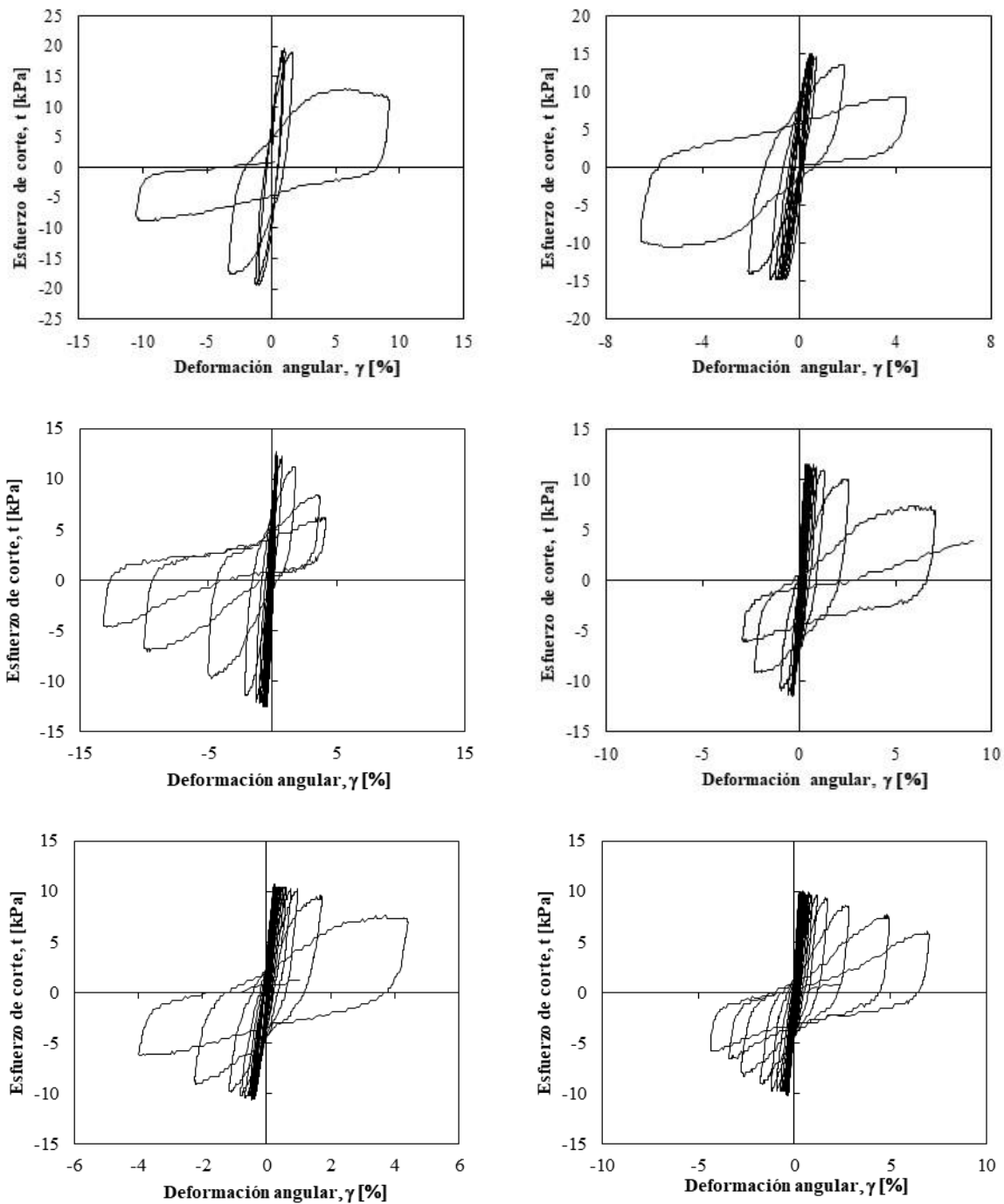


Figura 7-22: Esfuerzo de corte v/s Deformación angular a partir de ensayos de CDSS para muestra del depósito Nro. 1 a una demanda de corte de a) CSR=0,2; b) CSR=0,15; c) CSR=0,125; d) CSR=0,115; e) CSR=0,105 y f) CSR=0,1.

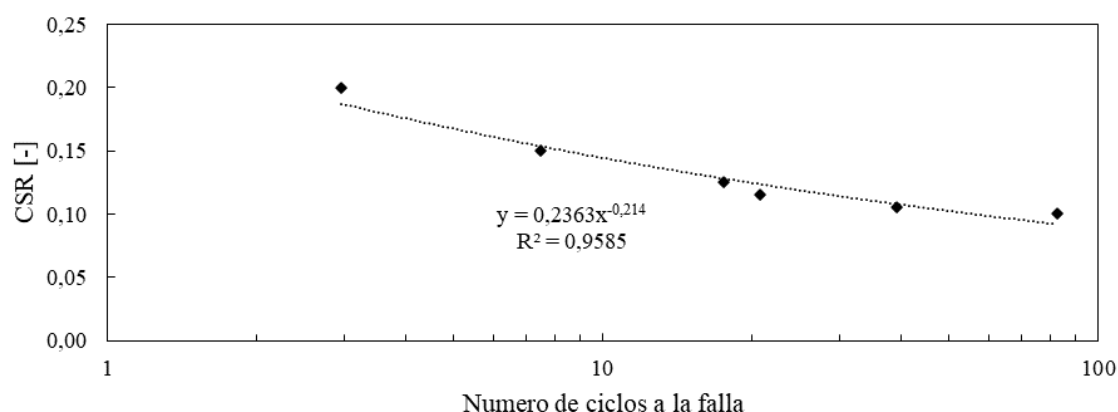


Figura 7-23: Razón de solicitaciones cíclicas (CSR) v/s número de ciclos en la falla a partir de ensayos CDSS en muestra de relave del depósito Nro. 1.

Tabla 7-6: Número de ciclos en la falla y criterios de falla alcanzados para cada uno de los ensayos CDSS.

Razón de Demandas Cíclicas, CSR (-)	Número de Ciclos	Criterio de Falla Alcanzado
0,2	3	Amplitud simple de 3,75%
0,15	7	Amplitud simple de 3,75%
0,125	17	Amplitud simple de 3,75%
0,115	21	95% de presión de poros
0,105	39	95% de presión de poros
0,1	82	95% de presión de poros

7.1.1 Resumen de parámetros

En el presente acápite se presentará un breve resumen de la caracterización de los materiales del depósito Nro. 1. Se caracterizaron un total de 2 unidades geotécnicas en el depósito de relaves, el relave dispuesto en la cubeta del depósito, las arenas de relave dispuestas en cada uno de los peraltamientos de los muros perimetrales y en los pretilos internos, no considerándose en la caracterización las propiedades del suelo fundación.

7.1.1.1 Relave

El relave se encuentra caracterizado tanto por medio de ensayos de laboratorio, como también por ensayos in-situ, como lo son densidades superficiales mediante cono de arena, sondaje con ejecución de ensayos SPT, perfiles geofísicos y ensayos CPTu. A través de lo anterior, el relave se encuentra definido por un perfil estratigráfico materiales de variabilidad media constituido por limos y arcillas contractivas de baja plasticidad.

El resumen de los parámetros registrados se presenta en la Tabla 7-7.

Tabla 7-7: Resumen de caracterización geotécnica relave.

Parámetro	Magnitud
Clasificación USCS	ML-CL
LL (%)	21
LP (%)	4
IP (%)	17
G_s (-)	3,26
ρ_{nat} (g/cm ³)	1,73
e_{nat} (-)	0,88
K_{sat} (m/s)	$2,56 \cdot 10^{-9}$

	Parámetro	Magnitud
	λ_{10}	-0,051
Tx CIU	M (-)	0,52
	Φ' (°)	33,4
	c' (kPa)	0
	S_u/σ_v (-)	0,08

7.1.1.2 Muro

En cuanto las características geotécnicas asociadas a las arenas del muro del depósito de relaves, corresponde a un material clasificado (USCS) como arena limosa (SM).

El resumen de los parámetros registrados se presenta en la Tabla 7-8.

Tabla 7-8: Resumen de caracterización geotécnica arenas del muro. Fuente: Elaboración propia.

	Parámetro	Magnitud
	Clasificación USCS	SM
	LL (%)	18
	LP (%)	16
	IP (%)	2
	G_s (-)	3,06
	e_{max} (-)	1,342
	e_{min} (-)	0,828
	DMCS (g/cm ³)	1,84
	w_{op} (%)	16,3
	ρ_{nat} (g/cm ³)	1,61
	e_{nat} (-)	0,89
	K_{sat} (m/s)	$1,83 \cdot 10^{-7}$
Tx CIU	M (-)	0,49
	ϕ' (°)	29,4
	c (kPa)	0

7.2 Depósito Nro. 2

El depósito de relaves Nro. 2 corresponde a un depósito de relaves operativo generado a partir de la extracción de cobre y oro. Este depósito de relaves corresponde a un depósito de relaves espesados con una depositación con un contenido de sólidos variable entre un 66 y 69% y con una depositación no continua lo que posibilita la desecación de los relaves depositados en superficie y poseer un perfil relativamente uniforme. A continuación, se estudiará la caracterización geotécnica del depósito Nro. 1.

7.2.1 Propiedades índices

Del mismo modo que en el depósito de relaves Nro. 1, en el depósito de relaves Nro. 2, se realizó una caracterización completa del depósito a partir de prospecciones superficiales. Donde a diferencia, del depósito de relaves Nro. 1, en el depósito de relaves Nro. 2 se tiene un perfil estratigráfico relativamente uniforme, por lo que el muestreo se limitó a un muestreo superficial. En la Figura 7-24 se presenta la curva granulométrica del material obtenida a partir de una muestra representativa extraída de manera superficial y en la Tabla 7-9 un resumen de las propiedades básicas del relave, el cual corresponde a un material clasificado como un limo de baja plasticidad (ML-CL) con un 72 % de contenido de finos no plásticos. En cuanto a la densidad compactada seca se registró una magnitud de 1,790 g/cm³ obtenida mediante el ensayo de Proctor estándar, donde en la Figura 7-25 se presenta la curva de compactación del material.

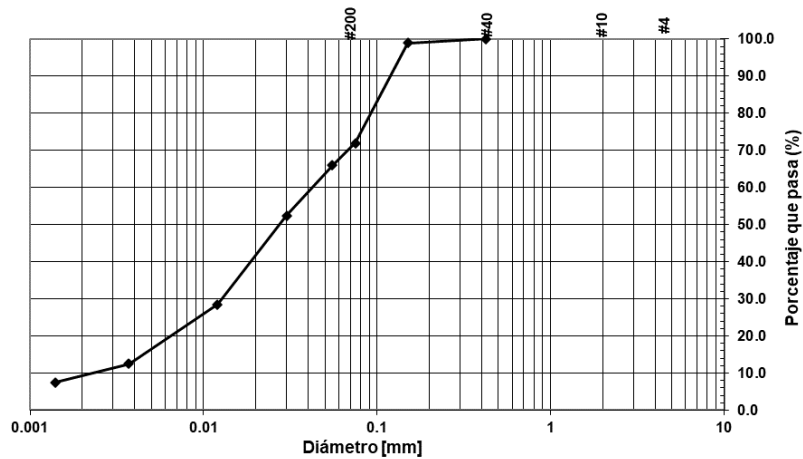


Figura 7-24: Granulometría relave Nro. 2. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7-9: Parámetros índices relave Nro. 2. Fuente: Elaboración propia.

Clasificación USCS	LL (%)	IP (%)	G_s (-)	e_{max} (-)	e_{min} (-)	DMCS		K_s , (m/s)
						w_{op} (%)	ρ (g/cm ³)	
ML	17,2	4,3	2,71	1,086	0,410	15,5	1,79	$1,2 \cdot 10^{-6}$

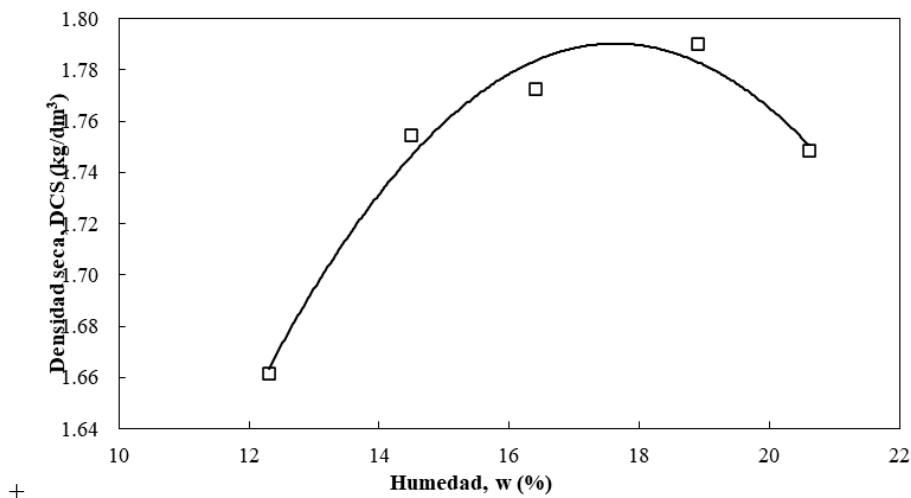


Figura 7-25: Curva de compactación Proctor estándar del relave Nro. 2. Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente, se determinó la curva de retención de agua para el relave en cuestión mediante el método de la cámara de presión (ASTM D6836-16). En donde se le ajustó la curva mediante el modelo de Fredlund y Xing (1994). En cuanto al punto de entrada de aire (AEV por sus siglas en inglés) se estimó a 23,1 % de humedad con una succión asociada de 50 kPa.

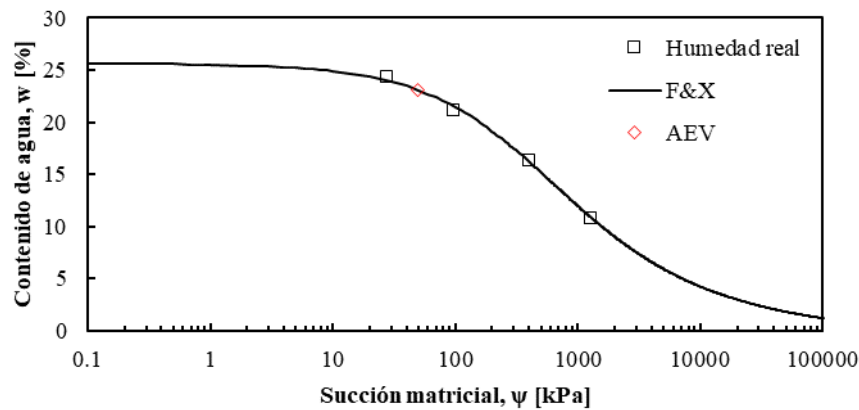


Figura 7-26: SWRC del relave Nro. 2 ajustada mediante el modelo de Fredlund y Xing (1994). Fuente: Elaboración propia.

7.2.2 Propiedades in-situ

Como parámetro inicial de caracterización in-situ, se determinó la densidad in-situ a través de la extracción de una muestra inalterada para la evaluación en laboratorio del peso unitario a través del método de densidad suspendida en parafina. La densidad obtenida fue de $1,66 \text{ g/cm}^3$ la cual será considerada como input para la reconstitución de muestras y determinación de parámetros resistentes y estado del relave.

Además, se realizaron 7 ensayos CPTu con ensayo downhole para la determinación del perfil de velocidad de onda de corte (V_s) en profundidad en las zonas que se estimó de mayor profundidad de la cubeta. Las ubicaciones relativas se presentan en la Figura 7-27.



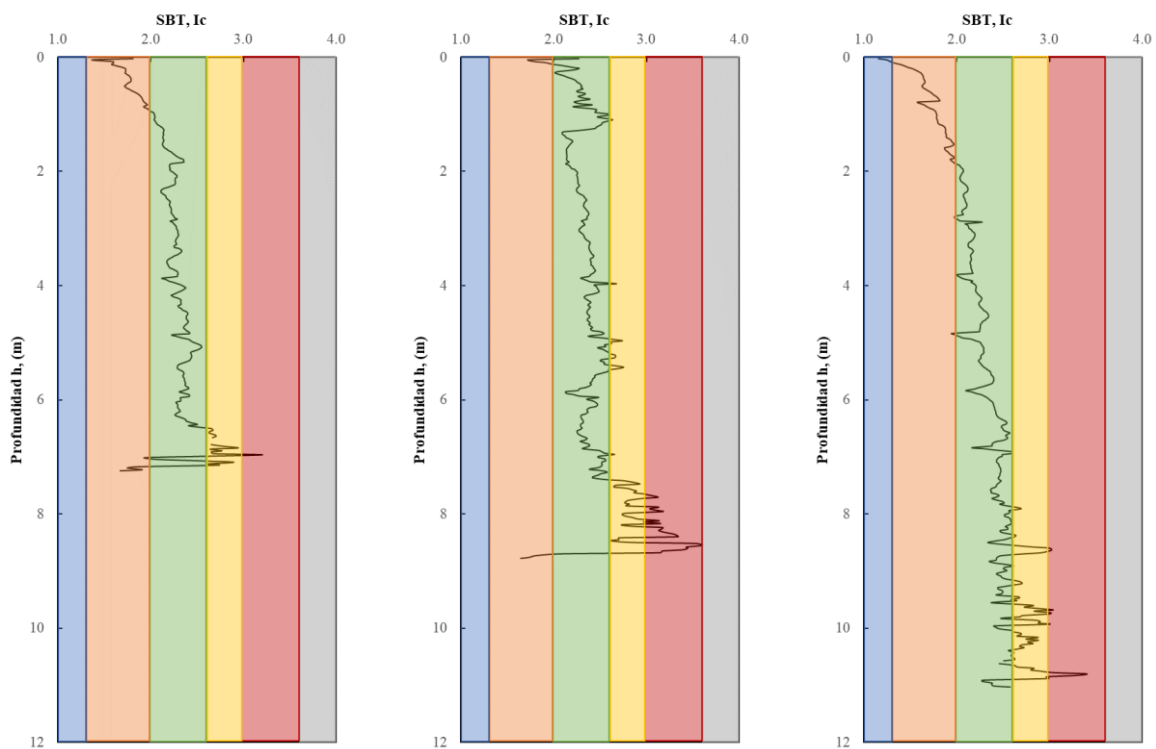
Figura 7-27: Ubicaciones ensayos CPTu en depósito Nro. 2.

Como se puede ver a través de los perfiles del índice de clasificación por comportamiento de los relaves (I_c), analizados mediante la propuesta de Robertson (2010) presentados en la Figura 7-28, se tienen

perfiles de comportamiento mayormente en la banda de limos arenosos y con presencia de limos arcillosos en profundidad (cercano al suelo de fundación). Los perfiles de resistencia a la penetración por punta (q_c), fuste (f_s) y presión de poros (u_2), presentados en el Anexo 11.2.2, relativamente uniformes con una resistencia de punta cercana a los 5 MPa y con una disminución de la resistencia en profundidad, alcanzando en promedio profundidades de 10 metros ante la presencia del suelo de fundación. En esta zona de mayor profundidad y de bajas resistencias, se ve influenciada por la presencia de nivel freático lo cual se aprecia ante un incremento en las presiones de poros registradas durante el sondeo.

Tabla 7-10: Zonas de clasificación por comportamiento del suelo según SBTn de Robertson. Fuente: modificado de Robertson (2010).

Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils – clay	> 3.6
3	Clays – silty clay to clay	2.95 – 3.6
4	Silt mixtures – clayey silt to silty clay	2.60 – 2.95
5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt	2.05 – 2.6
6	Sands – clean sand to silty sand	1.31 – 2.05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A



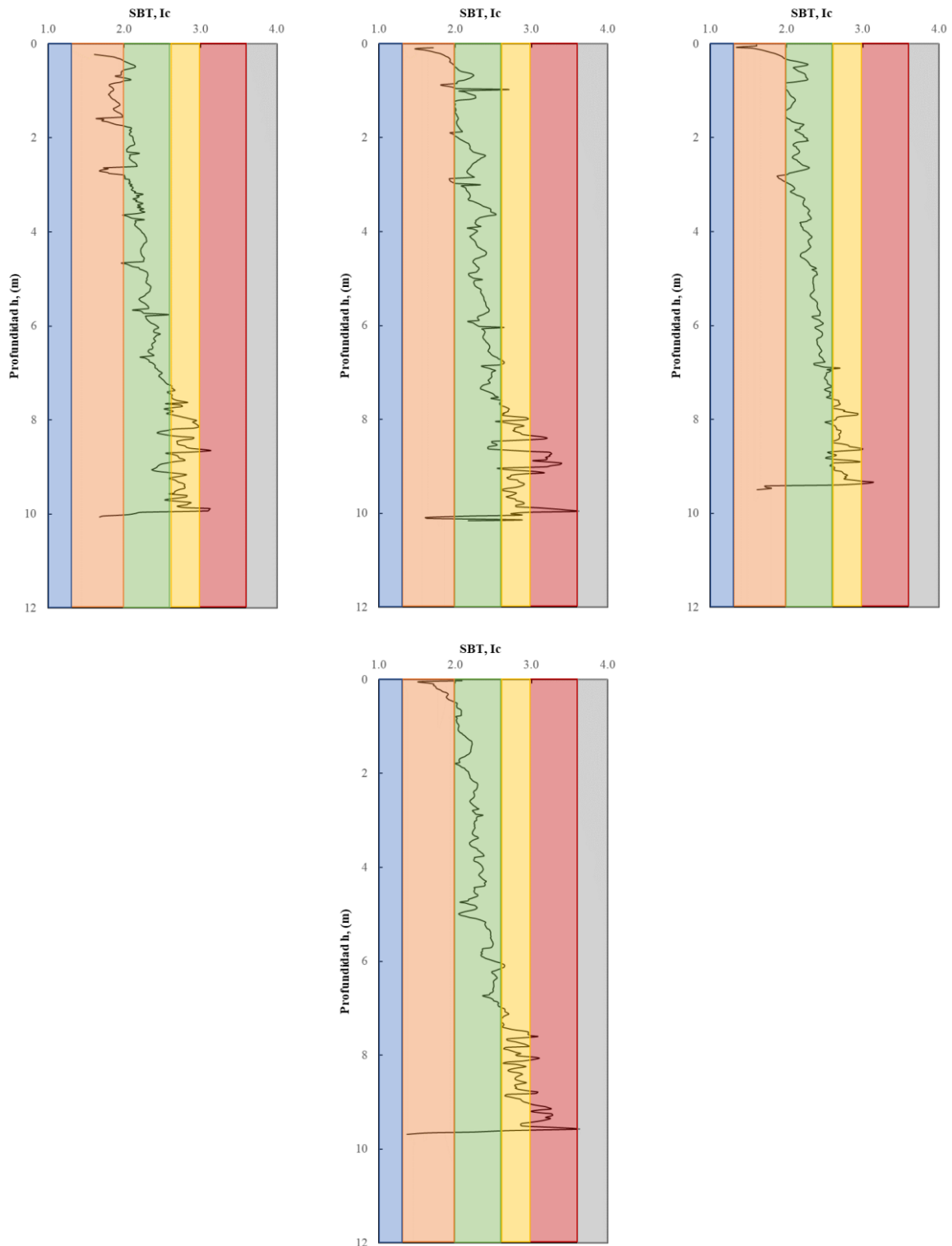


Figura 7-28: Índice de clasificación de Robertson (Ic) para ensayos realizados en la cubeta del depósito Nro. 2 a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) Z20, f) Z23 y g) Z25.

En términos generales, se tiene un depósito constituido por relaves de granulometría uniforme y comportamiento asociado a la penetración de piezocono en profundidad desde limos arenosos, hasta arcilla limosa en las cercanías del suelo de fundación.

Adicionalmente, se realizaron ensayos para la medición de la velocidad de onda de corte (V_s) en profundidad mediante la metodología downhole. Lo anterior a partir de un módulo sísmico con

geófonos bidireccionales. En la Figura 7-29 se presentan las mediciones asociadas a la velocidad de onda de corte en profundidad.

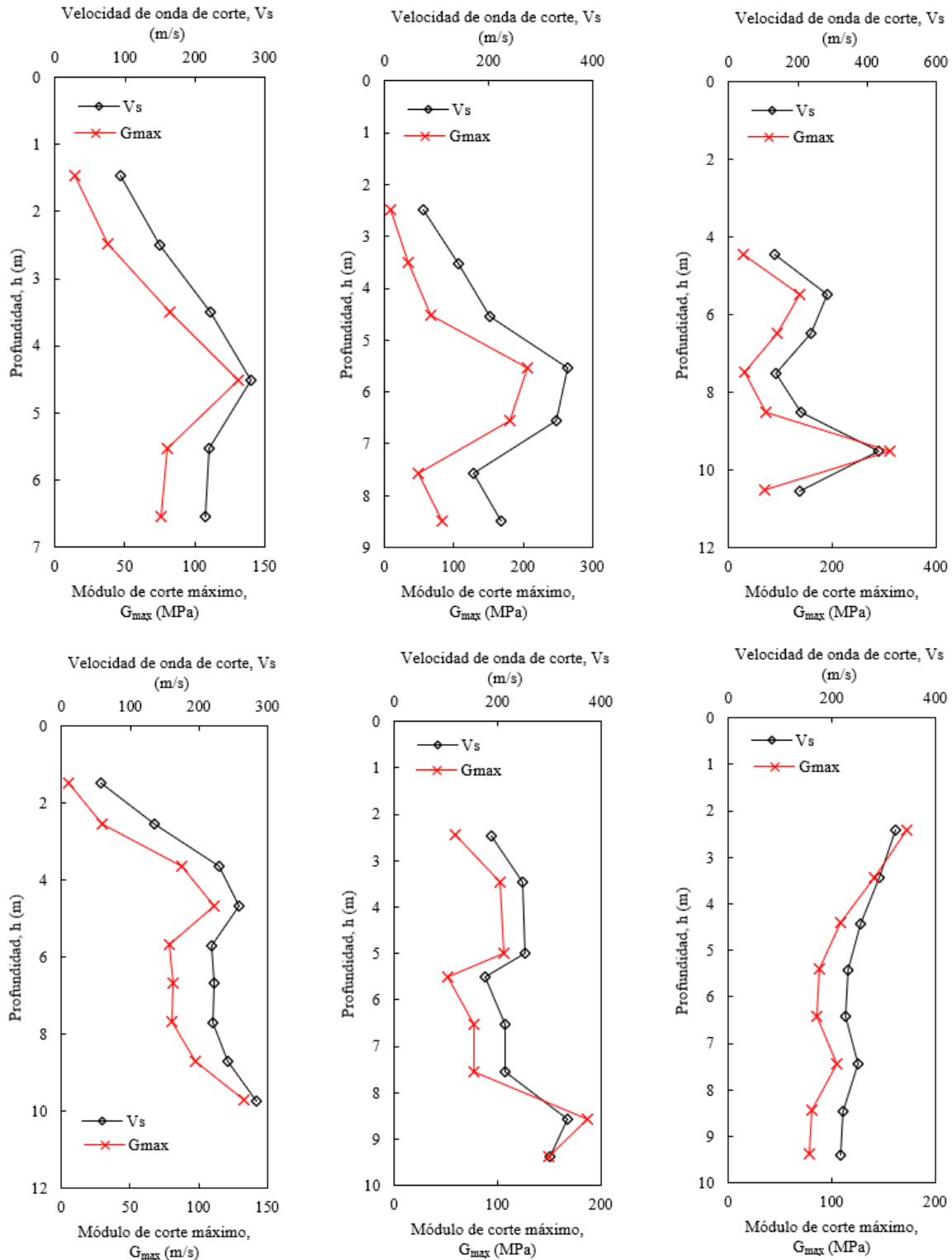


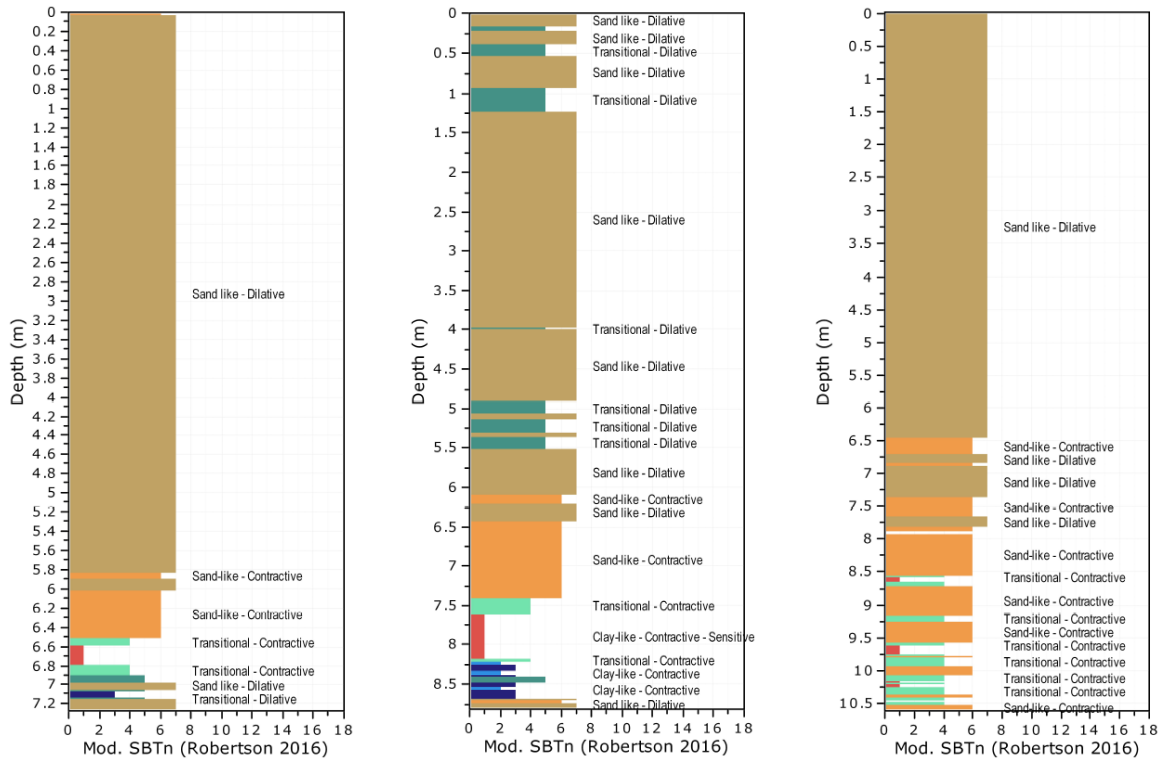
Figura 7-29: Perfiles de velocidad de onda de corte (V_s) y módulo de corte máximo (G_{max}) a partir de ensayos Downhole realizados en los puntos a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z20, e) Z23 y f) Z25.

Como se puede apreciar en la Figura 7-29, si bien se tienen perfiles heterogéneos entre cada uno de ellos donde las velocidades predominantes medidas poseen magnitudes menores a 300 m/s, lo que provoca perfiles de rigidez bajos y menores a 200 MPa.

7.2.3 Respuesta al corte esperado

Teniendo en cuenta el comportamiento del relave tipo limo arenoso a arcilla limosa, se tiene que al igual que para el depósito de relaves Nro. 1, es de interés el estudio del comportamiento del material bajo esfuerzos de corte (cambio de volumen o presiones de poros). La Figura 7-30 presenta los perfiles de clasificación del suelo con un comportamiento normalizado del material según la metodología propuesta por Robertson (2016). Se aprecia que, en general, se tiene mayor presencia de comportamientos predominante tipo arena dilatante en superficie, en otras palabras, con un comportamiento drenado denso. Este comportamiento superficial, se aprecia en todos los sondeos, lo cual ratifica la hipótesis de comportamiento relativamente uniforme no solo en profundidad si no que espacialmente dada su consistencia entre todos los sondeos realizados.

No obstante, en profundidad, se aprecia una disminución de la resistencia de los relaves producto de la presencia de agua en los poros producto del nivel freático presente. Esta disminución de la resistencia provoca que la evaluación del comportamiento del relave implica un comportamiento volumétrico del tipo contractivo. De manera similar se aprecia un comportamiento predominante del tipo arena (drenado) a transicional, con algunos lentes de comportamiento tipo arcilla (no drenado).



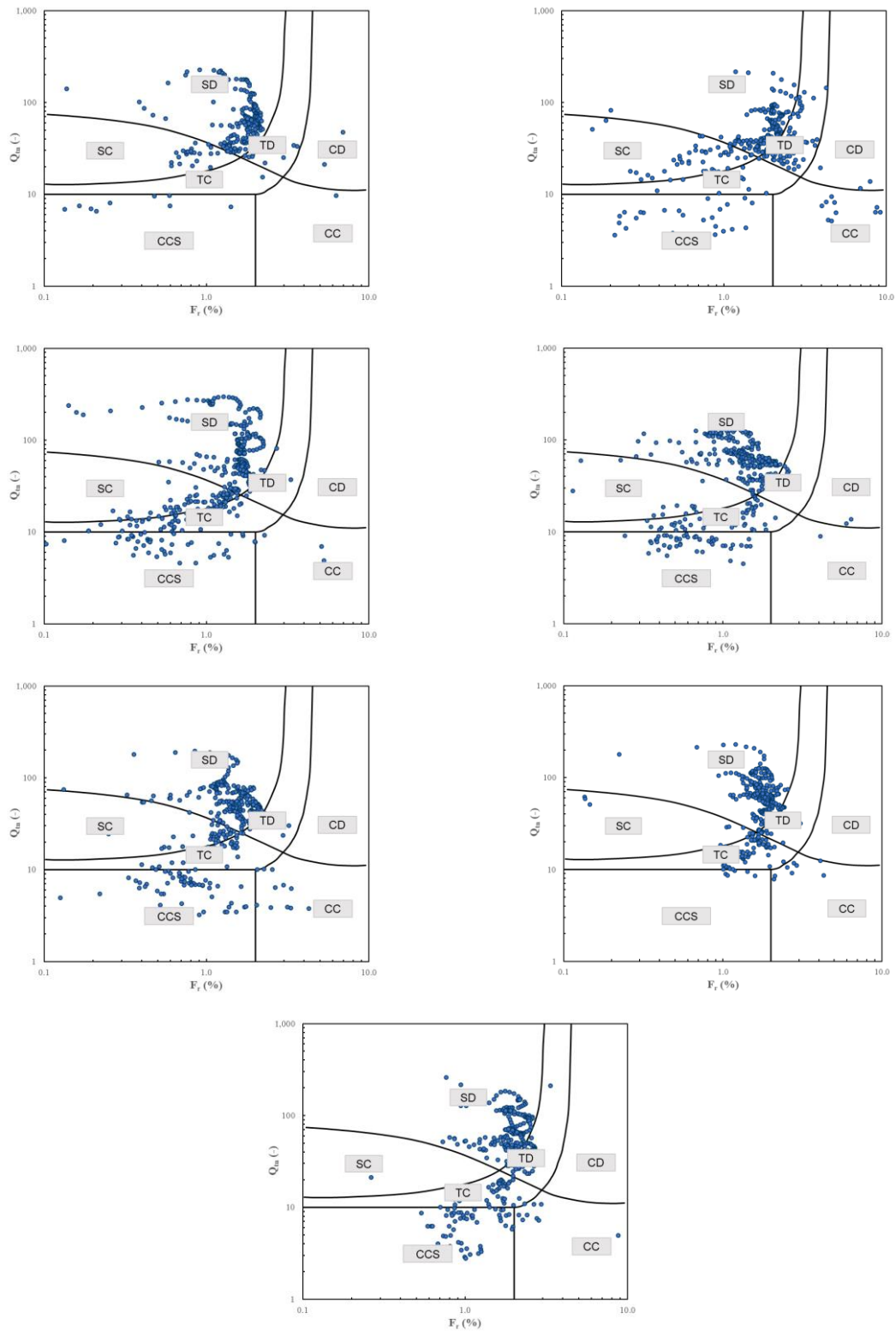
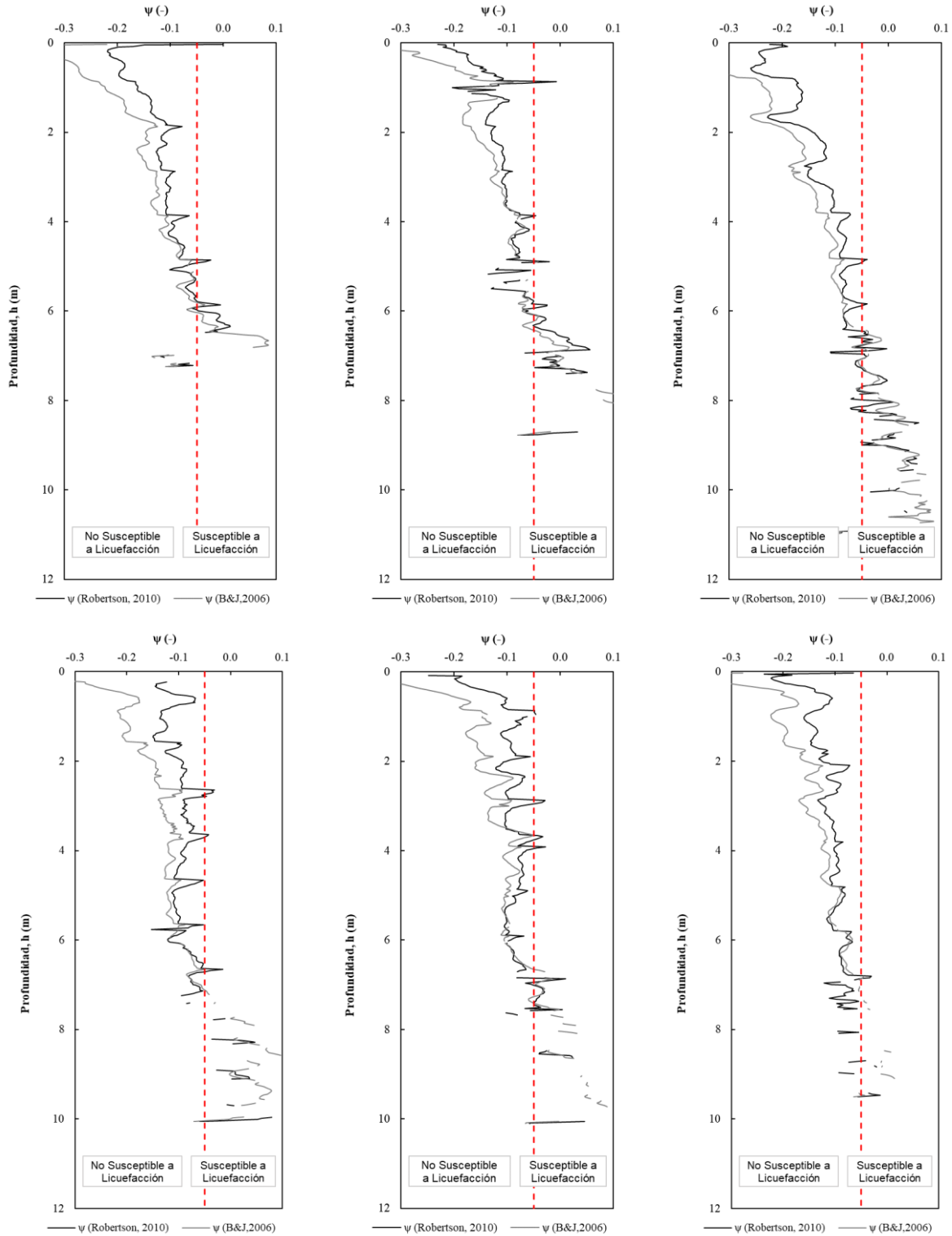


Figura 7-31: SBTn de Robertson (2016) para los punto a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) Z20, f) Z23 y g) Z25 del depósito Nro. 2.

Paralelamente, del mismo modo que para el depósito de relaves Nro. 1, se analizó la dilatación de los relaves prospectados en profundidad, a través de las propuestas de Robertson (2010) y Been y Jefferies (2006) asociadas a la evaluación del parámetro de estado, en donde Been y Jefferies (2006) proponen una división para los materiales susceptibles a licuar de los que no son susceptibles a partir de una

magnitud del parámetro de estado (ψ) de $-0,05$, lo anterior para materiales con comportamiento drenado. Considerando lo anterior, se tiene que para ambas evaluaciones, se tiene un comportamiento superficial de los relaves mayormente dilatante, mientras que bajo los 8 m aproximadamente se tiene un comportamiento absolutamente contractivo para todos los casos independientemente de la metodología de análisis. Cabe destacar, que para la evaluación en profundidad del parámetro de estado se filtraron las zonas en el que el relave se comportó con un comportamiento no drenado.



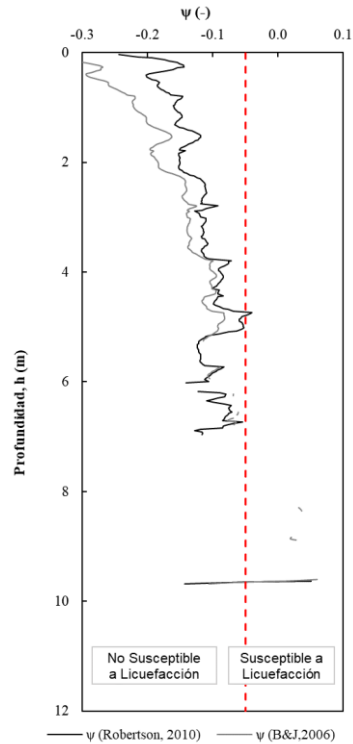
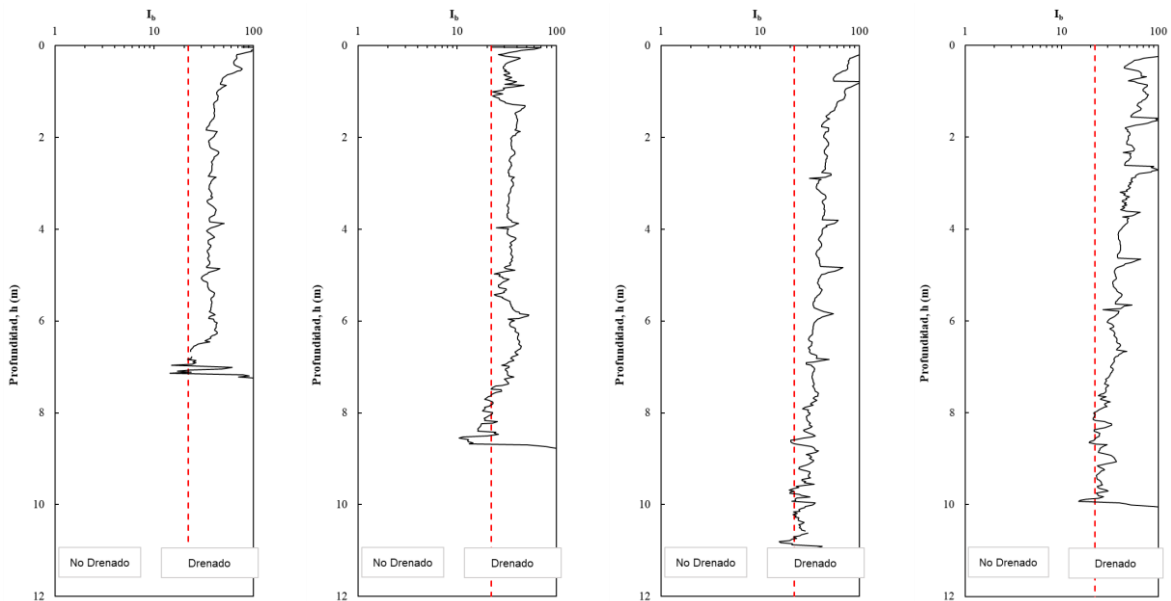


Figura 7-32: Parámetro de estado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en los puntos a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) 20, f) Z23 y g) Z25 del depósito Nro. 2.

Así mismo, se analizó el comportamiento drenado v/s no drenado ante sollicitaciones de corte en base a la propuesta realizada por Robertson (2016), en la que se menciona que para materiales con un índice de comportamiento $I_b > 22$ se tiene un comportamiento drenado, mientras que para los materiales con un índice de comportamiento $I_b < 22$ se tiene un comportamiento mayormente no drenado. A partir de lo anterior, se tiene un comportamiento predominantemente drenado ($I_b > 22$) a transicional en todos los casos, con algunos lentes de comportamiento no drenado tipo arcilla ($I_b < 22$) cercano al suelo de fundación y en presencia de nivel freático (Figura 7-33).



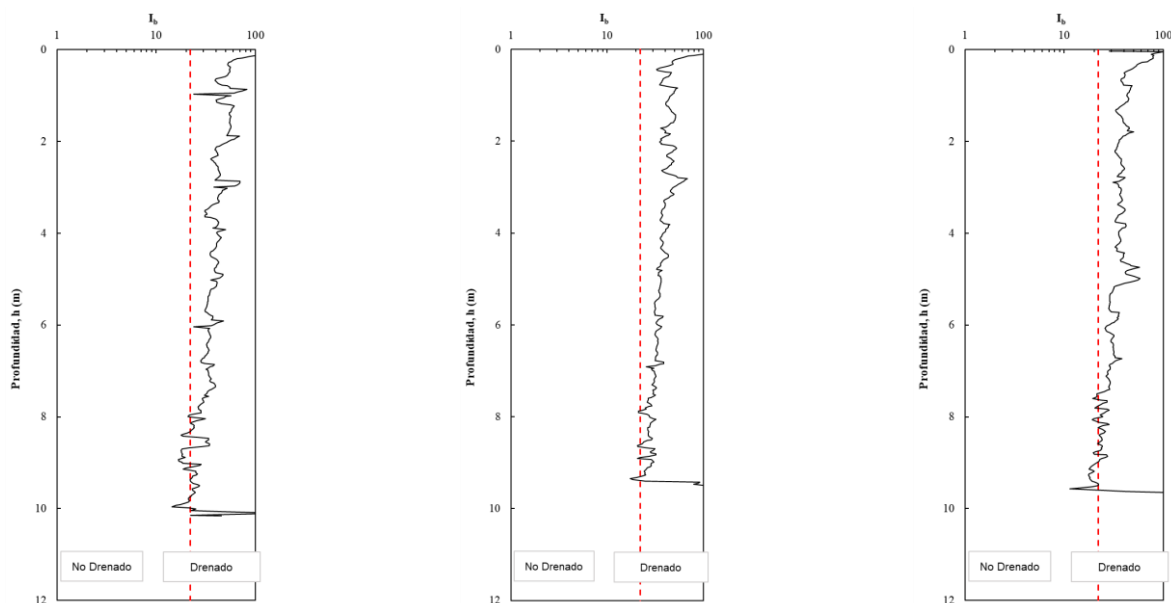


Figura 7-33: Comportamiento drenado o no drenado obtenido a través de ensayos CPTu realizados en los puntos a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) 20, f) Z23 y g) Z25 del depósito Nro. 2.

En resumen, el comportamiento de los relaves dispuestos en la cubeta del depósito Nro. 2, poseen un comportamiento predominantemente drenado (arena) dilatante, comportamiento que se ve afectado por la presencia de nivel freático en profundidad (aproximadamente 2 m por sobre el suelo de fundación), con un comportamiento transicional contractivo.

7.2.4 Propiedades resistentes

Al igual que para el relave del depósito Nro. 1, las propiedades resistentes del depósito de relave Nro. 2 se evaluaron a partir de ensayos de laboratorio del tipo triaxial no drenados y drenados, así como también de ensayos de corte simple cíclico a volumen constante, es decir, no drenados. Además, se evaluaron los parámetros resistentes in-situ mediante los ensayos CPTu realizados en la que se utilizó las distintas propuestas presentes en la literatura.

7.2.4.1 Comportamiento Monótono

El comportamiento monótono de los relaves se evaluó a través de ensayos de triaxiales drenados y no drenados a partir de una muestra representativa inalterada extraída desde un bloque superficial del depósito de relaves. A partir de lo anterior, se reconstituyeron muestras para determinar sus propiedades resistentes no drenadas a partir de ensayos del tipo CIU y un ensayo adicional drenado (CID) realizado para la obtención de la zona de mayores presiones de la CSL en el espacio $e-p'$.

Como se puede apreciar en la Figura 7-34a, se aprecia un comportamiento strain softening con caídas en las resistencias sin presencia de endurecimiento a grandes deformaciones. Además, se aprecia en la Figura 7-34b un aumento de la presión de poros que evidencian el comportamiento totalmente contractivo de la totalidad de las probetas CIU, corroborado en una trayectoria de tensiones (Figura 7-34c) de características contractivas llegando a la falla con un ángulo de fricción interna no drenado de 32° . No obstante, dada las características no drenadas del material, se evaluó de igual manera la resistencia residual no drenada para cada uno de los ensayos, la que se presenta en la Tabla 7-11.

Además, se determinó la CSL en el espacio $e-p'$ según lo propuesto por Jefferies y Been realizando la metodología presentada en el Anexo 0. Para ello se ejecutaron un total de 4 ensayos triaxiales del tipo CIU y un ensayo triaxial del tipo CID los que se presentan en la Figura 7-34d. Como se puede apreciar, se obtiene una pendiente asociada a las CSL de $\lambda_{10} = -0,043$, la cual se encuentra dentro del rango de lo esperable para relave finos, sin embargo, menor a la obtenida en el relave Nro. 1 ($-0,0511$). De manera complementaria, se observa una curva de consolidación aproximadamente paralela a la CSL, arrojando un parámetro de estado promedio de 0,08 positivo, lo que implica un comportamiento contractivo

susceptible a la pérdida de resistencia al corte antes solicitaciones no drenadas, corroborando la respuesta obtenida a través de los ensayos CPTu realizados en el depósito.

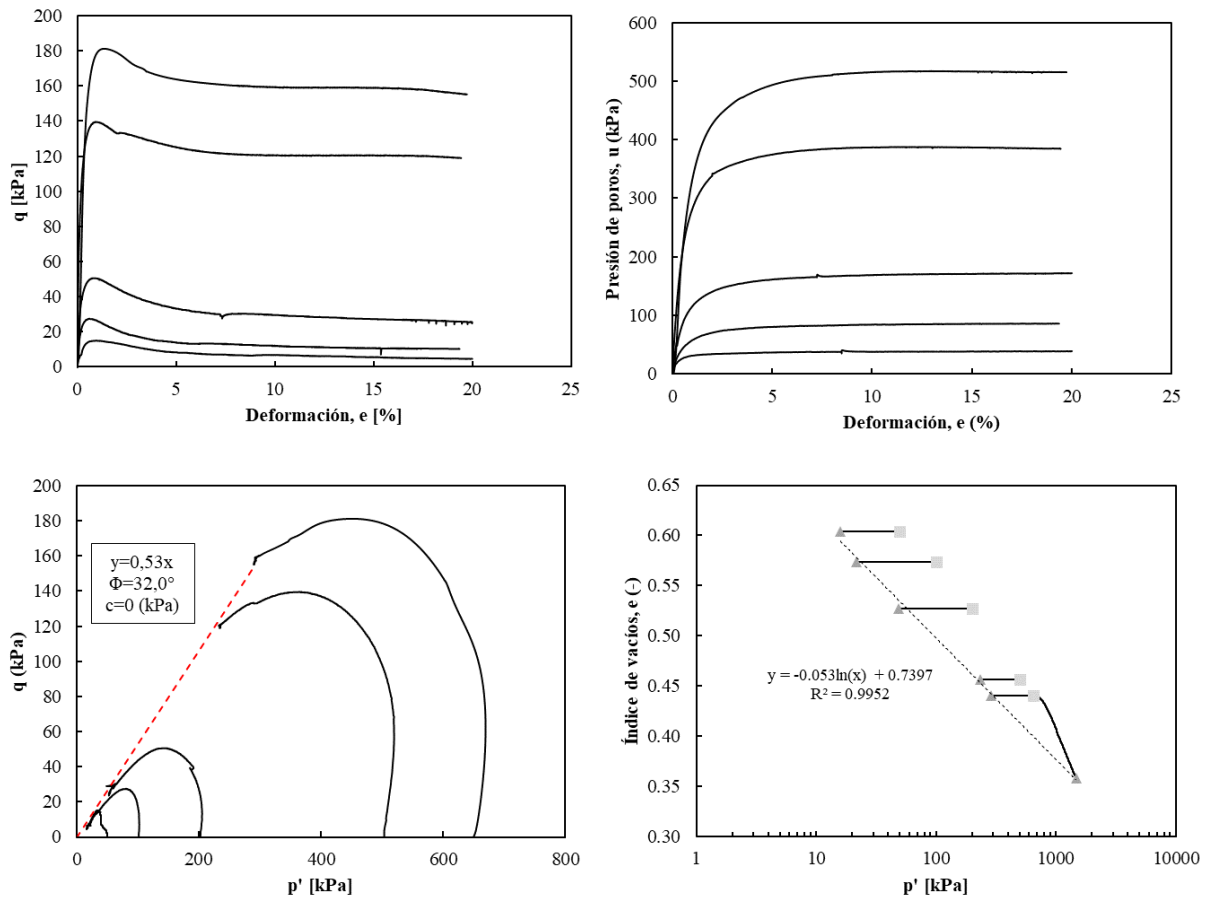


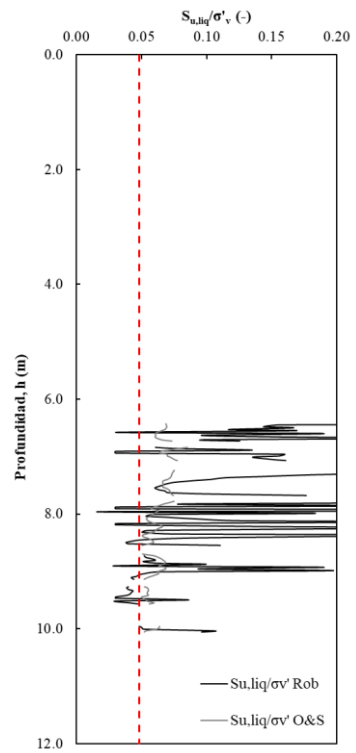
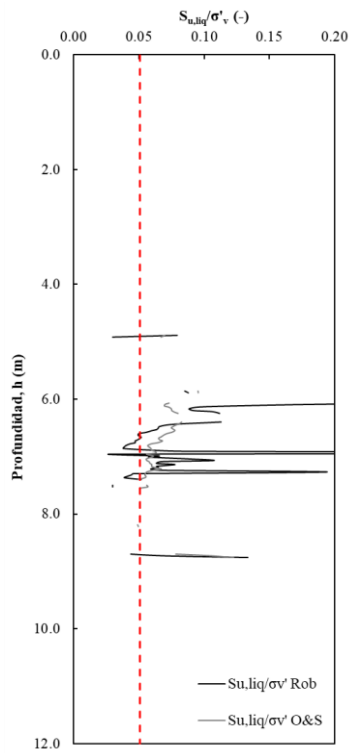
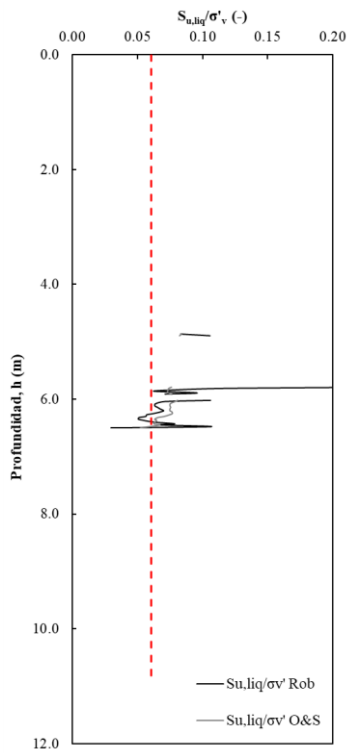
Figura 7-34: Resultados ensayos triaxiales para muestra del depósito Nro. 2.

En cuanto a la evaluación de la resistencia al corte no drenado, se evaluó la razón de resistencia no drenada residual a partir de los ensayos triaxiales, obteniéndose valores menores a 0,15, y por tanto, de similares magnitudes a las resistencias residuales evaluadas para las casos históricos de licuefacción de flujo, según se presentó en el punto 4.6.

En lo que respecta a la fragilidad de la respuesta no drenada del relave Nro. 2, se tiene que, para bajas presiones de confinamiento, se tienen valores mayores a 0,5 con lo cual es característico de un material altamente frágil y susceptible a la pérdida de resistencia ante solicitaciones no drenadas. Cabe destacar que los fenómenos históricos de licuefacción ocurren a profundidades someras de hasta 15 metros aproximadamente, o su equivalente para este depósito con esfuerzos de confinamiento de 250 kPa.

Tabla 7-11: Parámetros resistentes para muestra del depósito Nro. 2.

Tipo de ensayo	Presión de Confinamiento, σ'_v (kPa)	Densidad de Confección, ρ (g/cm ³)	Ángulo de fricción, Φ (°)	Cohesión, c (kPa)	Resistencia al corte no drenado, S_u/σ'_v (-)	Índice de Fragilidad, I_b (-)
CIU	50	1,66	32,0	0	0,067	0,69
CIU	100	1,66			0,074	0,64
CIU	200	1,65			0,091	0,51
CIU	500	1,66			0,175	0,15
CIU	650	1,66			0,175	0,14
CID	650	1,65			-	-



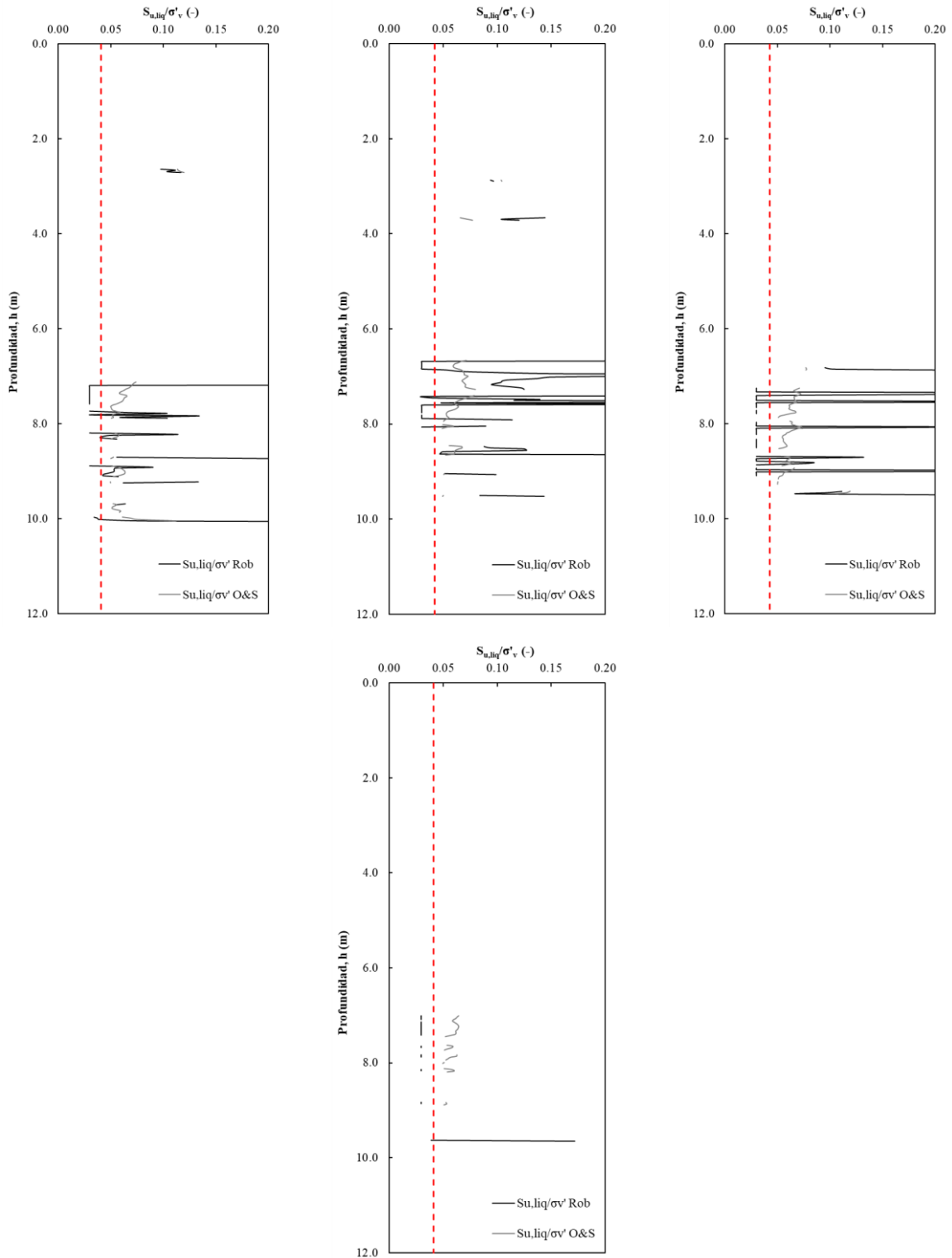


Figura 7-35: Razón de Resistencias no drenadas licuadas obtenidas a través de ensayos CPTu realizados en los puntos a) Z8, b) Z10, c) Z15, d) Z17, e) 20, f) Z23 y g) Z25 del depósito Nro. 2.

7.2.4.2 Comportamiento Cíclico

Por su parte, para la evaluación del comportamiento cíclico del relave, se realizaron un total de 5 ensayos de corte siempre cíclico a partir de muestras reconstituidas a densidad in-situ para presiones de esfuerzo vertical (σ_v) de 100 kPa y razón de solicitaciones cíclicas (CSR) variables de modo de concentrar los

ensayos en el rango de falla entre 15 y 30 ciclos. La muestra ensayada se obtuvo mediante extracción superficial de bloque y la probeta fue reconstituida a densidad in-situ ($1,66 \text{ g/cm}^3$).

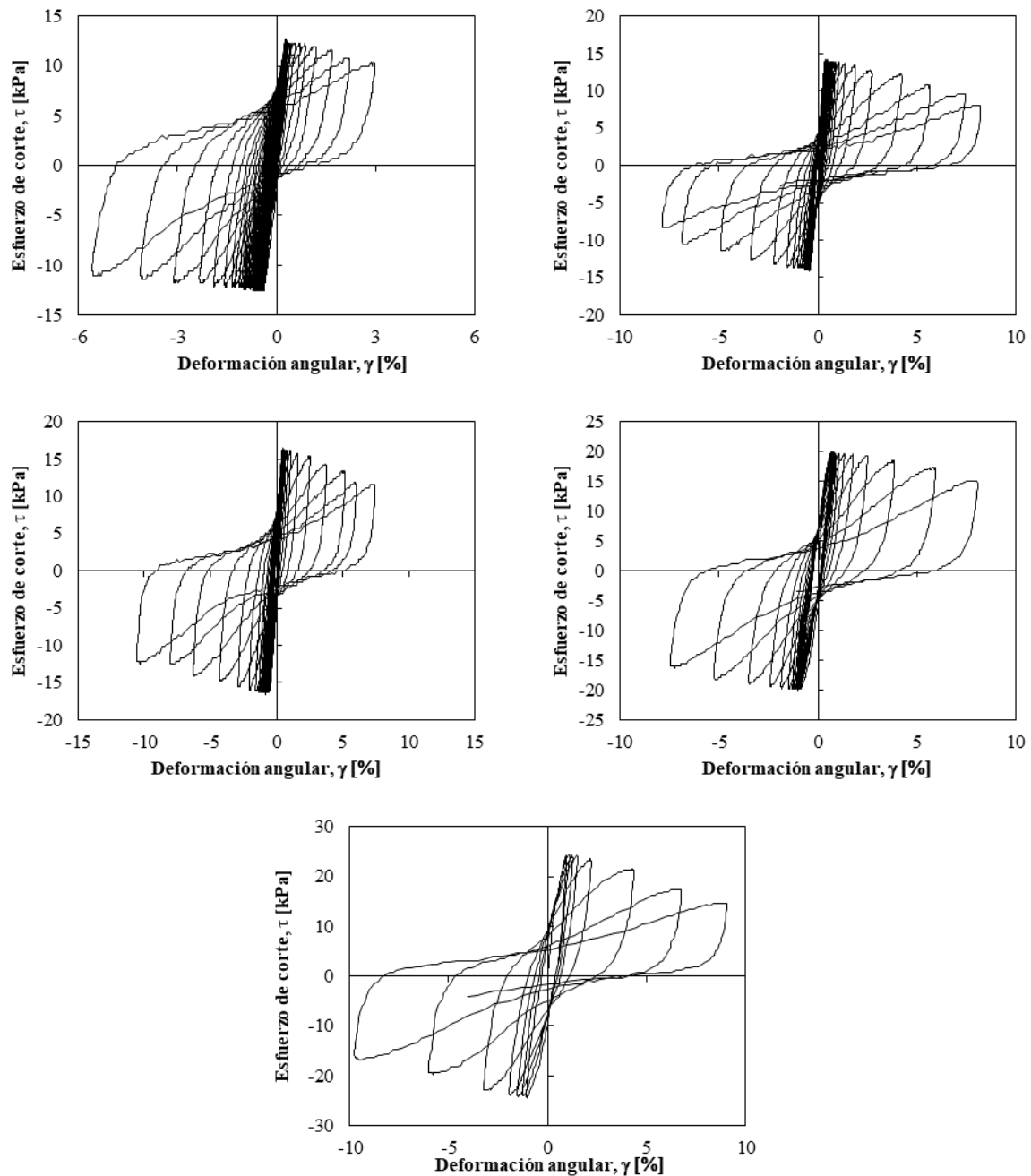


Figura 7-36: Esfuerzo de corte v/s Deformación angular a partir de ensayos de CDSS para muestra del depósito Nro. 1 a una demanda de corte de a) CSR=0,125; b) CSR=0,14; c) CSR=0,165; d) CSR=0,2 y e) CSR=0,25.

Los criterios de falla establecidos para la finalización de los ensayos fueron los siguientes:

- Desarrollo del 95% de presión de poros;
- Deformación amplitud simple de 3,75%;
- Deformación en amplitud doble de 7%.

De manera complementaria, se generó la curva de demanda cíclica v/s número de ciclos a la falla (Figura 7-37), donde los criterios de falla y número de ciclos alcanzados se presentan en la Tabla 7-12. Además,

considerando la propuesta de Seed, Idriss y Lee (1975), se determinó la cantidad de ciclos asociados a un sismo de magnitud de 8,5 M_w , arrojando un número de ciclos equivalentes de 29 ciclos y con ello, la razón de resistencias cíclicas (CRR) asociado al material de relave es de 0,16 y su homólogo estimado asociado a triaxial cíclico de $CRR_{Tx}=0,17$ ($CRR_{Tx} * 0.65 = CRR_{CDSS}$).

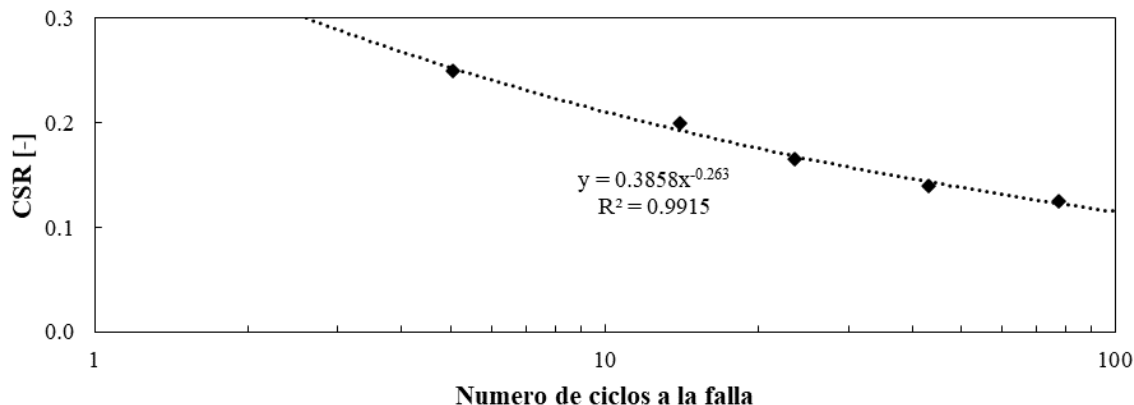


Figura 7-37: Razón de solicitaciones cíclicas (CSR) v/s número de ciclos en la falla a partir de ensayos CDSS en muestra de relave del depósito Nro. 2.

Tabla 7-12: Número de ciclos en la falla y criterios de falla alcanzados para cada uno de los ensayos CDSS.

Razón de Demandas Cíclicas, CSR (-)	Número de Ciclos	Criterio de Falla Alcanzado
0,25	5	Amplitud simple de 3,75%
0,2	14	Amplitud simple de 3,75%
0,165	24	Amplitud simple de 3,75%
0,14	43	95% de presión de poros
0,125	78	Amplitud simple de 3,75%

7.2.5 Resumen de parámetros

En el presente acápite se presentará un breve resumen de la caracterización de los relaves del depósito Nro. 1.

7.2.5.1 Relave

El relave se encuentra caracterizado tanto por medio de ensayos de laboratorio, como también por ensayos in-situ, como lo son densidades superficiales mediante peso unitario y ensayos CPTu. A través de lo anterior, el relave se encuentra definido por un perfil estratigráfico materiales de variabilidad media constituido por limos y arcillas contractivas de baja plasticidad.

El resumen de los parámetros registrados se presenta en la Tabla 7-13.

Tabla 7-13: Resumen de caracterización geotécnica relave.

Parámetro	Magnitud
Clasificación USCS	ML-CL
LL (%)	21
LP (%)	4
IP (%)	17
G_s (-)	3,26

	Parámetro	Magnitud
	ρ_{nat} (g/cm ³)	1,73
	e_{nat} (-)	0,88
	K_{sat} (m/s)	$2,56 \cdot 10^{-9}$
	λ_{10}	-0,051
Tx CIU	M (-)	0,52
	Φ' (°)	33,4
	c' (kPa)	0
	S_u/σ_v (-)	0,08

CAPÍTULO VIII

Comparación de Parámetros de Comportamiento de Relaves a partir de Ensayos In-situ tipo CPTu y Laboratorio

La evaluación precisa de los parámetros de estado y resistencia del suelo en profundidad es esencial para garantizar la estabilidad a largo plazo de estos depósitos. Los relaves, que consisten en desechos mineros finos y agua, representan un desafío geotécnico único debido a su composición heterogénea y propiedades variables donde la utilización de ensayos de penetración de piezocono (CPTu) se ha convertido en una herramienta valiosa para obtener información detallada sobre el comportamiento del suelo en depósitos de relaves.

Este capítulo se centra en la aplicación de ensayos de CPTu como una técnica avanzada para la evaluación de parámetros geotécnicos en depósitos de relaves. Se abordará la importancia de comprender las propiedades de resistencia y estado del suelo en profundidad, así como los desafíos específicos asociados con la caracterización de relaves. Además, se explorarán las correlaciones y métodos avanzados que permiten estimar estos parámetros a partir de datos de CPTu, brindando una perspectiva integral sobre la evaluación geotécnica en este entorno crítico.

A través de un análisis detallado de los datos de CPTu en depósitos de relaves Nro 1 y Nro 2 caracterizado en el capítulo 0 y su correlación con parámetros geotécnicos claves, este capítulo contribuirá al avance del conocimiento en la evaluación de la estabilidad y seguridad de estos importantes sistemas de disposición de residuos mineros al comparar estas correlaciones con las determinadas a través de ensayos de laboratorio.

Para la evaluación de los distintos parámetros de interés, se realizará una revisión estadística asociada a al material de análisis, y comparando en función de su magnitud representativa evaluada mediante ensayos de CPTu respecto de su evaluación en laboratorio. Los parámetros por evaluar y las expresiones utilizadas son las siguientes:

- i. Parámetro de Estado (ψ)
 - a. Shuttle & Cuning (2007)
 - b. Robertson (2009)
- ii. Pendiente de la Línea de estado crítico (λ_{10})
 - a. Plewes (1992)
 - b. Jefferies & Been (1992)
- iii. Resistencia al Corte no drenado residual remoldeado o licuado ($s_{u,rem}/\sigma'_v$ o $s_{u,liq}/\sigma'_v$)
 - a. Jefferies & Been (2016)
 - b. Idriss & Boulanger (2008)
 - c. Olson & Stark (2002)
 - d. Robertson (2021)
- iv. Índice de Fragilidad (I_B)
 - a. Robertson (2012) y Jefferies y Been (2016)
 - b. Sadrekarimi (2014)
 - c. Robertson (2012) y Robertson (2021)

8.1 Parámetro de estado (ψ)

Históricamente, la determinación del parámetro de estado se ha basado en ensayos de laboratorio convencionales que involucran muestras de suelo recuperadas y pruebas de consolidación. Sin embargo, en los últimos años, los ensayos de penetración de piezocono (CPTu) han emergido como una herramienta avanzada y prometedora para obtener datos in situ sobre las propiedades geotécnicas del suelo.

La estimación de la densidad a partir de los resultados del CPT presenta un desafío debido a que la resistencia del cono depende de diversas propiedades del suelo, en especial su compresibilidad. Si bien muchas propiedades del suelo se pueden determinar mediante pruebas de laboratorio en muestras recuperadas, este enfoque no es viable cuando se investigan depósitos de suelo con variaciones notables en su gradación y propiedades a lo largo de la profundidad y espacialmente. Para abordar este desafío y obtener una estimación preliminar de la densidad únicamente a partir de los resultados del CPTu, este acápite se centra en la evaluación de la respuesta volumétrica de los relaves estudiados, especialmente su compresibilidad a través de la evaluación del parámetro de estado (Ψ) en depósitos de relaves utilizando ensayos de CPTu y su posterior comparación con los resultados obtenidos en ensayos triaxiales CIU.

Para realizar la comparación del parámetro de estado, ψ , se evaluaron los parámetros de estados obtenidos a través de los ensayos triaxiales asociados a las presiones de confinamiento de interés para las zonas evaluadas a través de los ensayos CPTu respectivos. Para la evaluación del parámetro de estado a través de los ensayos CPTu se utilizaron las expresiones de Shuttle & Cuning (2007) y Robertson (2010).

8.1.1 Comparación relave Depósito Nro. 1

Para la realización de la comparación del parámetro de estado asociado a las mediciones en el relave depositado en la cubeta del depósito Nro. 1, se consideró las mediciones obtenidas en profundidad para los sondeos realizados en las ubicaciones P31 y P32 asociados a ensayos realizados en el medio de la cubeta con relaves depositados libres de mezcla con arenas de muro, no obstante en el presente análisis se considerarán los resultados obtenidos en el CPTu P31 ya que los resultados obtenidos son similares.

Las muestras recuperadas para la realización de los ensayos de laboratorio fueron obtenidas a una profundidad de 6,5 metros asociadas a relaves clasificados como arcillas limosas de baja plasticidad (CL). La densidad del relave se obtuvo mediante el ensayo de peso unitario en parafina. La CSL se obtuvo mediante ensayos triaxiales no drenados y drenados obteniéndose una pendiente de la CSL relativamente paralela a la curva de consolidación para las presiones de confinamiento ensayadas (50-650 kPa), es decir, con un parámetro de estado aproximadamente constante de $\psi_{prom}=0,09$, y en la zona de interés (4,0-7,5 m) un parámetro de estado igual a $\psi=0,106$ (Figura 8-1).

Para la evaluación del parámetro de estado se realizó una evaluación estadística asociada al percentil 50, lo anterior debido a que el promedio se encuentra sesgado por valores extremos o outliers que entregan desviaciones a los resultados causando valores que no representan de buena manera los valores representativos de la zona de interés. En este caso (Figura 8-2) Robertson (2009) no entrega mediciones en la zona de interés (4,0-7,5 m) ya que el alcance de lo planteado por Robertson está asociado a arenas (comportamiento drenado) y no a comportamiento no drenados ante la penetración del cono. Por el contrario, Shuttle & Cuning (2007) no hacen tal distinción.

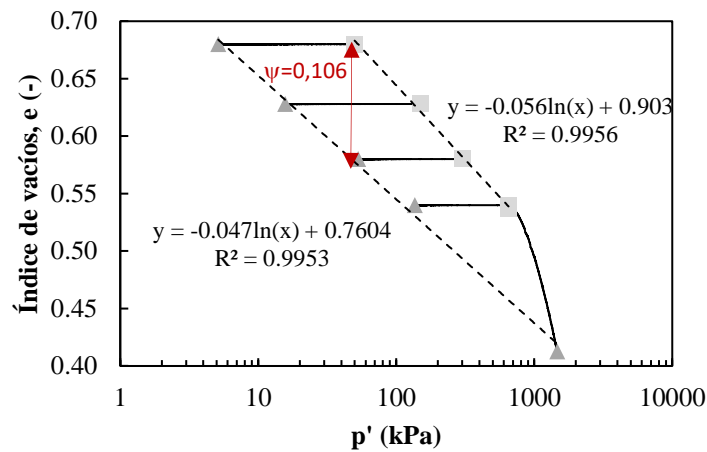


Figura 8-1: Línea de estado crítico y curva de consolidación relave depósito Nro. 1.

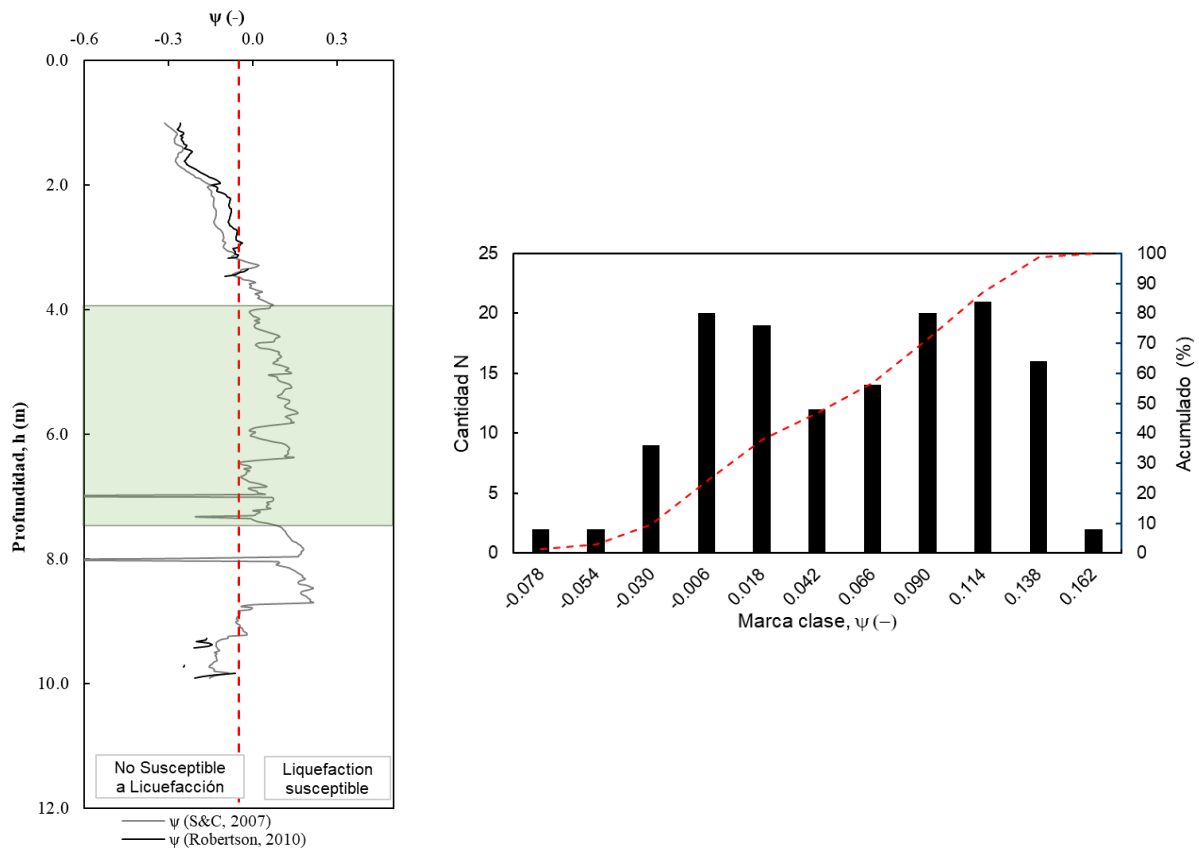


Figura 8-2: Parámetro de estado, ψ , evaluado mediante Shuttle & Cuning (2007) y Robertson (2009) en el sondaje CPTu P31 a) Perfil en profundidad y b) Distribución evaluación.

A partir de la evaluación del percentil 50 de los valores entregados por la evaluación de Shuttle & Cuning (2007) para el sondaje CPTu P31 en las cotas de interés (4,0-7,5 m) se obtuvo una mediana de 0,066 para la evaluación del parámetro de estado. En la Figura 8-3a, se presenta la curva de comparación de la evaluación del parámetro de estado evaluada mediante ensayos triaxiales y mediante el ensayo CPTu, donde en rojo se representa la mediana y los valores extremos representan los percentiles 25 y 75 respectivamente. En la Figura 8-3b se presenta el perfil de evaluación del parámetro de estado en profundidad, y adicionalmente la evaluación del mismo a partir de ensayos triaxiales.

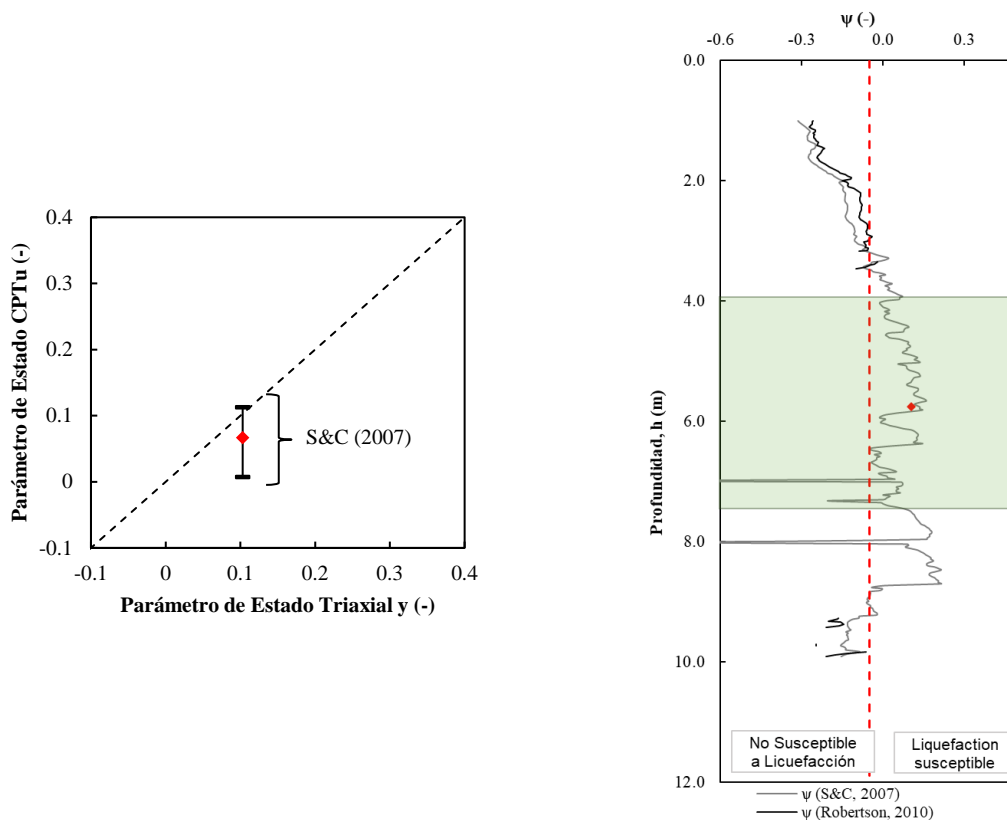


Figura 8-3: Comparación parámetro de estado evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.

Como se puede apreciar en la Figura 8-3, la evaluación del parámetro de estado mediante Shuttle & Cunnig (2007) resulta levemente conservador, obteniéndose resultados con una desviación respecto del percentil 50 aproximada del parámetro de estado de 0,04, lo cual en zonas cercanas a al límite de transformación de fase puede ser decidor.

8.1.2 Comparación relave Depósito Nro. 2

Al igual que para el caso del relave del depósito Nro. 1, se realizó una evaluación del parámetro de estado a partir de una muestra recuperada a una profundidad de manera superficial en la ubicación del sondaje CPTu Z20 clasificado como un limo de baja plasticidad ML-CL. La densidad del relave se obtuvo mediante el ensayo de peso unitario en parafina. La CSL se obtuvo mediante ensayos triaxiales no drenados y drenados obteniéndose una pendiente de la CSL con tendencia a interceptarse a grandes presiones, es decir, obteniéndose un parámetro de estado más elevado a presiones de confinamiento bajas, respecto de los parámetros de estado obtenidos a mayores presiones. De modo de realizar una comparación del parámetro de estado apropiada se seleccionará una presión de confinamiento asociada a la cota media de la prospectada, es decir, a una presión de confinamiento de 50 kPa, obteniéndose un parámetro de estado en la zona de interés igual a $\psi=0,077$ (Figura 8-4).

Para el análisis comparativo para este caso se realiza una distinción, considerando todo el perfil de penetración de CPTu y solo considerando la penetración bajo el nivel freático. Lo anterior, debido a que bajo el nivel freático se generan presiones de poro propias de la dilatancia del suelo. En la Figura 8-5a se presenta la comparación del parámetro de estado considerando todo el perfil, donde se aprecia que no se tiene una buena aproximación del parámetro de estado, debido a que por sobre el nivel freático el relave tiene incluso un comportamiento dilatante, no observado a través de los análisis triaxiales de laboratorio (contractivo), mientras que en la Figura 8-5b se aprecia una buena aproximación del parámetro de estado según Shuttle & Cunnig, ya que esta evaluación considera la influencia del nivel freático.

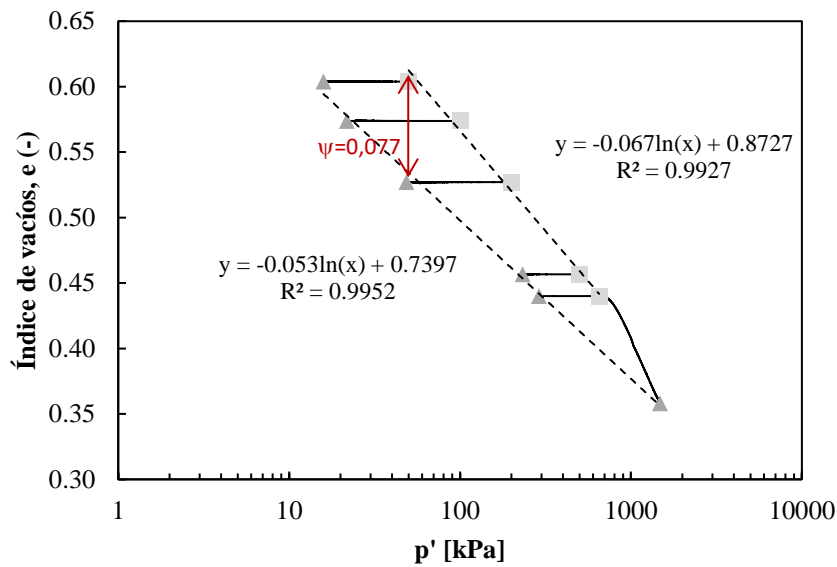


Figura 8-4: Línea de estado crítico y curva de consolidación relave depósito Nro. 2.

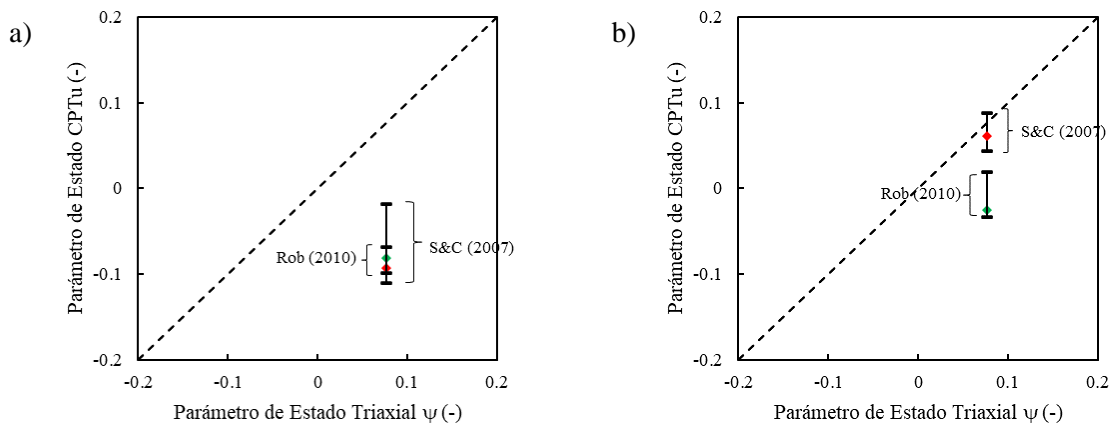


Figura 8-5: Comparación parámetro de estado evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20 a) considerando todo el perfil de penetración y b) considerando solo el perfil bajo el nivel freático.

Como se puede apreciar en la Figura 8-5, la evaluación del parámetro de estado mediante Shuttle & Cunniff (2007) y Robertson (2010) resultan conservadoras. No obstante, la evaluación del parámetro de estado considerando la totalidad del perfil, resulta con una notable desviación, interpretando inclusive un comportamiento dilatante. Por el contrario, la evaluación del parámetro de estado por bajo el nivel freático se obtuvo un parámetro más cercano a lo obtenido a través de los ensayos triaxiales, obteniéndose resultados con una desviación respecto del percentil 50 aproximada del parámetro de estado de 0,016, lo cual en zonas cercanas a al límite de transformación de fase puede ser decidor.

8.1.3 Resumen

En la evaluación del parámetro de estado mediante Shuttle & Cunniff (2007) y Robertson (2010), se obtuvieron desviaciones respecto de lo evaluado mediante ensayos triaxiales de laboratorio. Estas desviaciones aumentan en la evaluación del parámetro de estado por sobre del nivel freático, debido a que no se considera el comportamiento volumétrico (dilatancia) del suelo frente a las deformaciones asociadas a la penetración del piezocono., incremento en las presiones de poro para el caso contractivo y presencia de presiones de poro negativas ante la penetración del piezocono para el caso dilatante. Es

por ello, que se debe tener especial precaución al evaluar el parámetro de estado por sobre el nivel freático ya que se podría evaluar erróneamente un comportamiento dilatante. En la Figura 8-6 se presenta un resumen de las evaluaciones del parámetro de estado realizado mediante CPTu en comparación con lo registrado mediante la determinación de la CSL mediante ensayos triaxiales, en donde en la totalidad de los casos se obtuvo un parámetro de estado subvalorado mediante la evaluación con CPTu, por lo que se recomienda que en la presencia de suelo cercanas a la zona de transición dilatante-contractivo (transformación de fase) se realicen estudios complementarios de laboratorio.

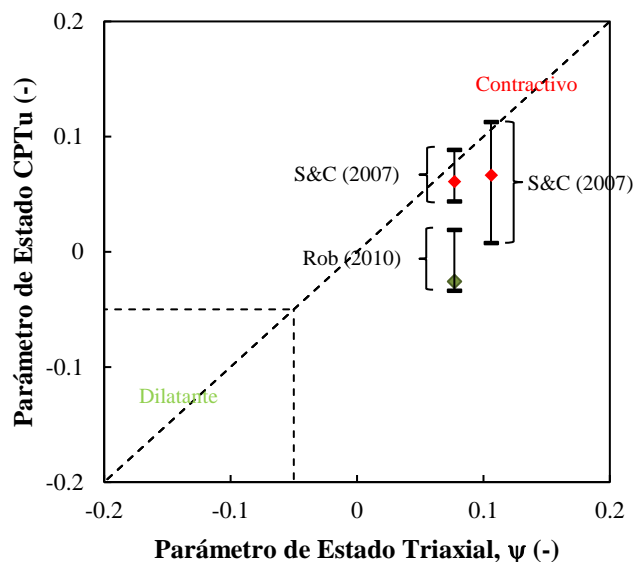


Figura 8-6: Comparación parámetro de estado evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu en dos depósitos de relave.

Table 8-1: Resumen comparación de resultados evaluación del parámetro de estado (ψ).

Material	Método de evaluación	ψ en Tx CIU (-)	ψ CPTu (mediana) (-)	Desviación (-)	Variabilidad (50% central) (-)
Relave #1	Shuttle & Cuning (2007)	0,106	0,066	0,040	0,105
Relave #2	Shuttle & Cuning (2007)	0,077	0,061	0,016	0,045
Relave #2	Robertson (2010)	0,077	-0,026	0,103	0,053

8.2 Pendiente de la Línea de Estado Crítico (λ_{10})

El presente acápite se enfoca en la evaluación de la pendiente de la línea de estado crítico λ_{10} , en depósitos de relaves mediante ensayos de CPTu, con su respectiva comparación con los respectivos resultados obtenidos a través de ensayos triaxiales de laboratorio. La investigación se basa en datos recopilados en campo y pruebas de laboratorio correspondientes para determinar la coherencia y la confiabilidad de los resultados de CPTu en el contexto de depósitos de relaves. El objetivo es proporcionar una visión profunda de la viabilidad y/o veracidad de las distintas expresiones para la evaluación del λ_{10} a partir de ensayos de CPTu utilizados como herramienta para la caracterización de la pendiente de la línea de estado crítico de relaves en depósitos de relaves.

Para realizar la comparación de la pendiente de la línea de estado crítico, λ_{10} , se evaluó la pendiente obtenida a través de los ensayos triaxiales realizados a las presiones de confinamiento de interés en las

zonas evaluadas a través de los ensayos CPTu respectivos. Es así que para la evaluación del λ_{10} a través de los ensayos CPTu se utilizaron las expresiones de Plewes (1992) y Jefferies & Been (1992), las que serán evaluadas a continuación para cada uno de los materiales prospectados.

8.2.1 Comparación relave Depósito Nro. 1

Al igual que lo realizado para la evaluación del parámetro de estado, a continuación, se realiza un análisis comparativo para la evaluación de la pendiente de la línea de estado crítico a través de ensayos CPTu en función de lo obtenido mediante ensayos triaxiales. La determinación de la pendiente de la línea de estado crítico se obtuvo a partir de la metodología propuesta por Been y Jefferies (2006) y resumida en el Anexo 0, en la que se determina la línea de estado crítico a través de ensayos drenados y no drenados. Esta metodología utiliza preparación de muestras en un estado suelto (contractivo), lo cual permite tener una curva más con mejor definición y obtenida de manera más rápida. Been y Jefferies, proponen que la obtención de la línea de estado crítico se realice con a lo menos 3 ensayos triaxiales no drenados cubriendo el espectro de menores presiones de confinamiento, confinamiento medio y a la máxima capacidad del equipo triaxial. Adicionalmente, a los ensayos triaxiales no drenados (CIU) un ensayo triaxial drenado (CID) a la máxima presión de confinamiento que permita el equipo y de esta manera obtener la parte final de la línea de estado crítico (LEC o CSL por sus siglas en inglés). Siguiendo estos lineamientos, es que se obtuvo la CSL a partir de ensayos drenado y no drenados realizados a densidad in-situ ya que dada la naturaleza de depositación de baja energía de los relaves, se espera un comportamiento contractivo. La CSL obtenida para el relave del depósito Nro. 1 se presenta a continuación en la Figura 8-7:

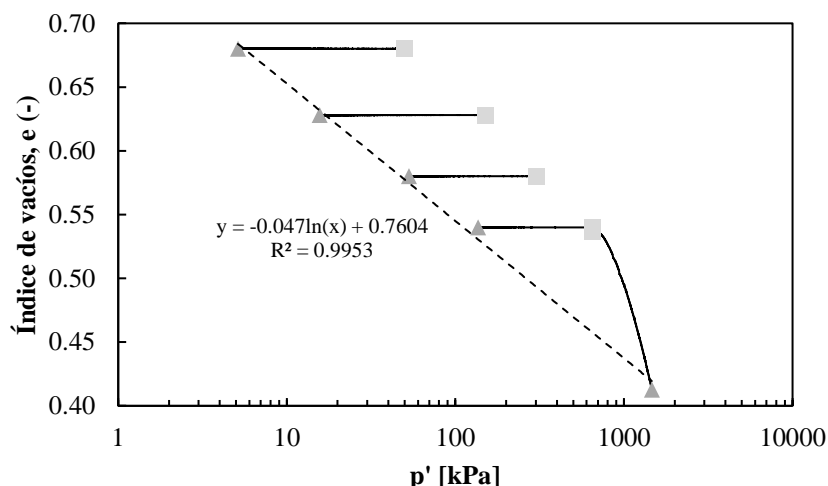


Figura 8-7: Línea de Estado Crítico (LEC o CSL) obtenida para el relave del depósito Nro. 1 mediante ensayos CIU y CID.

La CSL obtenida, se encuentra dentro de los valores esperados (pendiente o λ_{10}) para materiales con alto contenido de finos y baja plasticidad. Para las presiones de confinamiento analizadas, se puede aproximar un comportamiento semilogarítmico lineal, por lo que se asumirá para el análisis una pendiente constante de $\lambda_{10} = -0,047$.

Para la evaluación del λ_{10} , al igual que para el caso anterior, se realizó una evaluación estadística asociada al percentil 50, lo anterior debido a que el promedio se encuentra sesgado por valores extremos o outliers que entregan desviaciones a los resultados causando valores que no representan de buena manera los valores representativos de la zona de interés. En este caso (Figura 8-8/Figura 8-17) se presentan los resultados obtenidos mediante Plewes (1992) y Jefferies & Been (1992) en el sondaje CPTu P31 para la zona de interés (4,0-7,5 m).

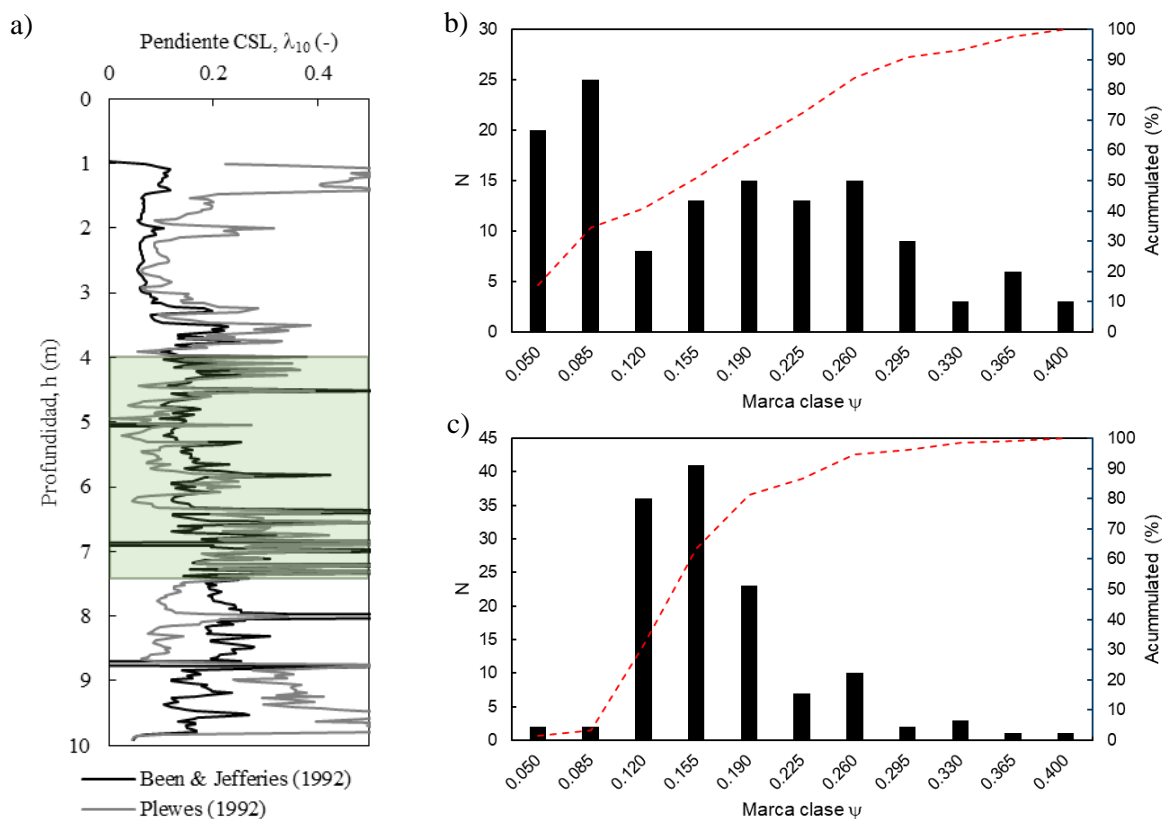


Figura 8-8: Pendiente de la Línea de Estado Crítico (CSL), λ_{10} , evaluado mediante Plewes (1992) y Jefferies & Been (1992) en el sondaje CPTu a) Perfil en profundidad, b) Distribución evaluación Plewes (1992) y c) Distribución evaluación Jefferies & Been (1992).

A partir de la evaluación del percentil 50 de los valores entregados por la evaluación de Plewes (1992) y Jefferies & Been (1992) en el sondaje P31 para las cotas de interés (4,0-7,5 m) se obtuvo una mediana de 0,179 y 0,159 respectivamente para la evaluación de la pendiente de la CSL. En la Figura 8-9^a, se presenta la curva de comparación de la evaluación del λ_{10} evaluada mediante ensayos triaxiales y mediante el ensayo CPTu, donde en rojo y verde se representa la mediana y los valores extremos representan los percentiles 25 y 75 para cada metodología. En la Figura 8-9b se presenta el perfil de evaluación del índice de fragilidad en profundidad, y adicionalmente la evaluación del índice de fragilidad (I_B) mediante ensayos triaxiales.

Como se puede apreciar en la Figura 8-9, se tiene que ambos autores entregan valores para la pendiente de la línea de estado crítico mayores a lo evaluado en laboratorio, lo anterior, independientemente si se encuentre su evaluación por sobre o bajo el nivel freático. La mejor evaluación, en término de mediana, es la de Been & Jefferies (1992) con una desviación del 238%, por lo que para el presente relave analizado no se obtiene una buena aproximación de la pendiente de la CSL, λ_{10} .

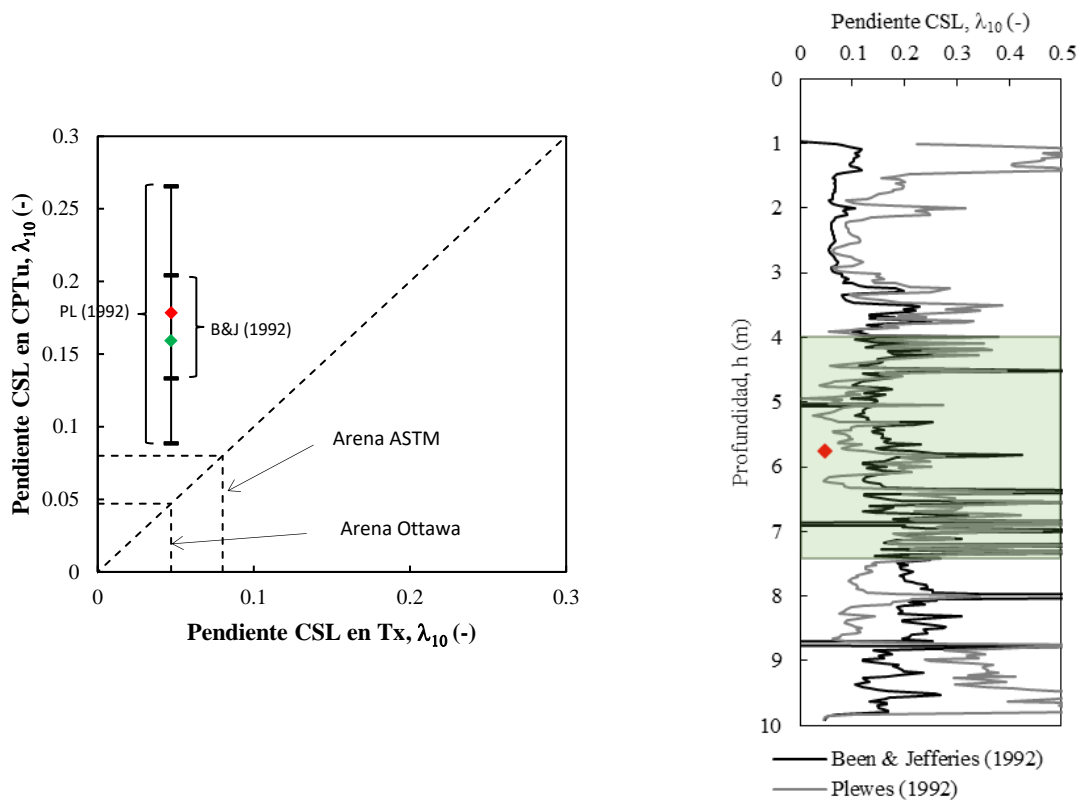


Figura 8-9: Comparación de la pendiente de la CSL evaluada mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.

8.2.2 Comparación relave Depósito Nro. 2

Del mismo modo que para el relave anterior, se determinó la línea de estado crítico a través de ensayos CIU (5) y CID (1) a partir de una muestra de relave obtenida en superficie y ensayada a presiones de confinamiento entre 50 y 650 kPa. La densidad del relave se obtuvo mediante el ensayo de peso unitario en parafina.

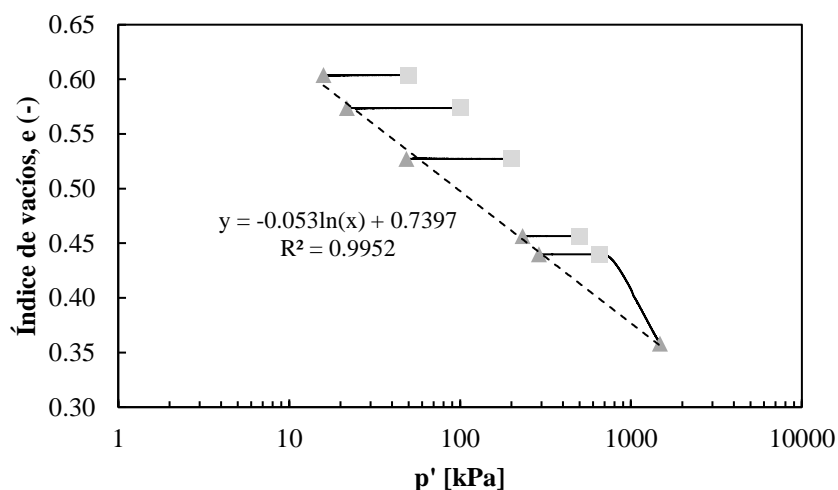


Figura 8-10: Línea de Estado Crítico (LEC o CSL) obtenida para el relave del depósito Nro. 1 mediante ensayos CIU y CID.

La CSL obtenida, se encuentra dentro de los valores esperados (pendiente o λ_{10}) para materiales con alto contenido de finos y baja plasticidad. Para las presiones de confinamiento analizadas, se puede aproximar un comportamiento semilogarítmico lineal, por lo que se asumirá para el análisis una pendiente constante de $\lambda_{10}=-0,053$.

Del mismo modo que en el caso anterior, en la Figura 8-8 se presentan los resultados en profundidad y su distribución obtenida según las propuestas de Plewes (1992) y Jefferies & Been (1992) para el sondaje CPTu P31.

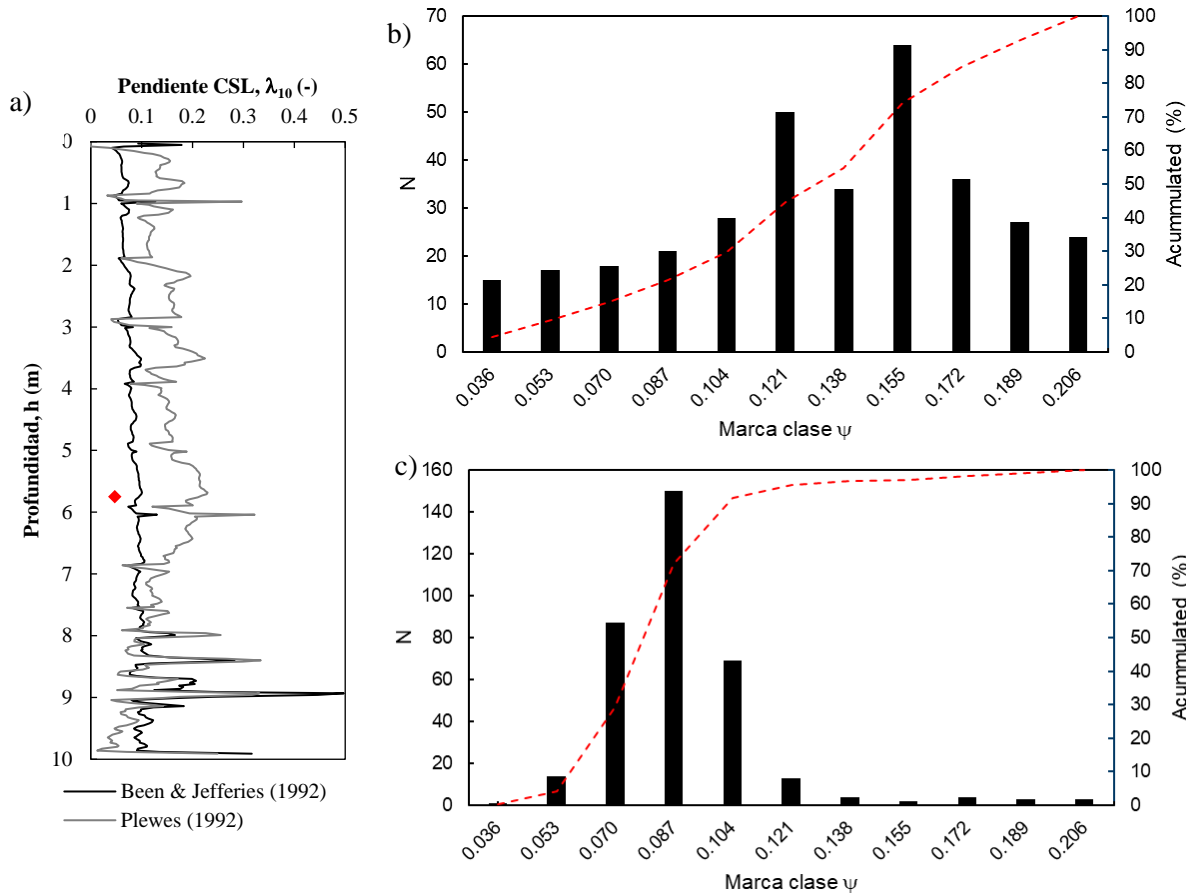


Figura 8-11: Pendiente de la Línea de Estado Crítico (CSL) , λ_{10} , evaluado mediante Plewes (1992) y Jefferies & Been (1992) en el sondaje CPTu Z20 a) Perfil en profundidad, b) Distribución evaluación Plewes (1992) y c) Distribución evaluación Jefferies & Been (1992).

A partir de la evaluación del percentil 50 de los valores entregados por la evaluación de Plewes (1992) con mediana en verde y Jefferies & Been (1992) con mediana en rojo para el sondaje Z20 se obtuvieron medianas de 0,145 y 0,087 respectivamente para la evaluación de la pendiente de la CSL. En la Figura 8-12^a, se presenta la curva de comparación de la evaluación del λ_{10} evaluada mediante ensayos triaxiales y mediante el ensayo CPTu, donde en rojo y verde se representa la mediana y los valores extremos representan los percentiles 25 y 75 para cada metodología. En la Figura 8-12b se presenta el perfil de evaluación del índice de fragilidad en profundidad, y adicionalmente la evaluación del parámetro de estado mediante ensayos triaxiales.

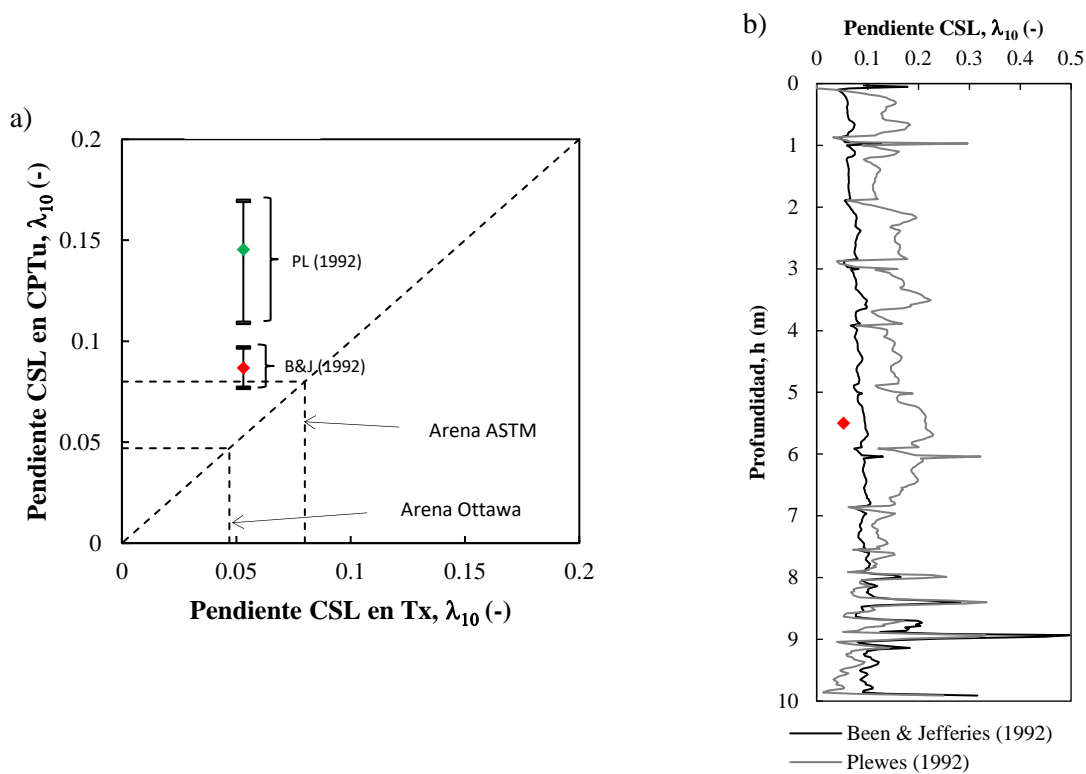


Figura 8-12: Comparación de la pendiente de la CSL evaluada mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20.

Como se puede apreciar en la Figura 8-12, se tiene que ambos autores entregan nuevamente valores para la pendiente de la línea de estado crítico mayores a lo evaluado en laboratorio, lo anterior, independientemente si se encuentre su evaluación por sobre o bajo el nivel freático. La mejor evaluación, en término de mediana, es la de Been & Jefferies (1992) con una desviación del 63%, por lo que para el presente relave analizado no se obtiene una buena aproximación de la pendiente de la CSL, λ_{10} .

8.2.3 Resumen

Para la evaluación de la pendiente de la línea de estado crítico a partir de ensayos CPTu, se utilizaron las propuestas de Plewes (1992) y Been & Jefferies (1992), no obstante, con ninguna de las expresiones se obtuvo una buena aproximación del λ_{10} (Tabla 8-1), independiente si se considera una evaluación por sobre como bajo el nivel freático. En la Figura 8-13 se presenta la evaluación del λ_{10} para cada uno de los relaves evaluados considerando ambas propuestas. En la literatura, se recomienda la utilización de la propuesta de Plewes (1992) dada su simplicidad y buena aproximación (e.g. Ried et al. 2012 y Jefferies & Been (2016)), no obstante, no fue el caso para el presente estudio. La formulación propuesta por Plewes (1992), fue presentada en el acápite 3.3.12 que se presenta igualmente a continuación, considera su evaluación ante un único parámetro:

$$\lambda_{10} = \frac{F_r}{10} \quad (79)$$

A partir de lo anterior, se propone mejorar la evaluación a partir de una modificación de la propuesta de Plewes (1992), de la siguiente manera:

$$\lambda_{10} = \frac{F_r}{30} \quad (80)$$

Los resultados de la aproximación de la pendiente de la línea de estado crítico, λ_{10} , se presentan a continuación en la Figura 8-14.

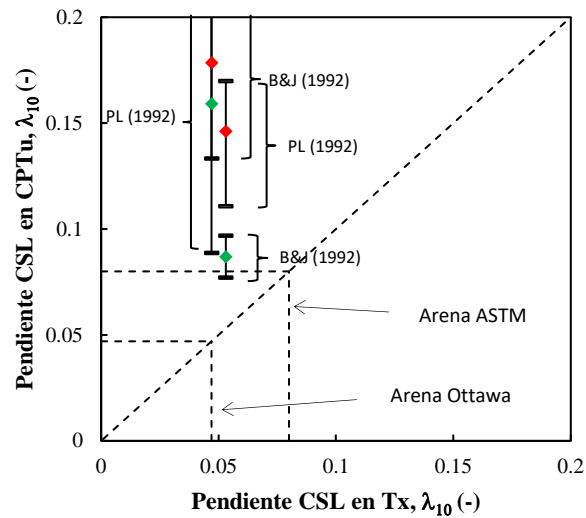


Figura 8-13: Comparación pendiente de la CSL evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu en dos depósitos de relave.

Tabla 8-1: Resumen comparación de resultados evaluación de la pendiente de la CSL, λ_{10} .

Material	Método de evaluación	λ_{10} en Tx CIU (-)	λ_{10} CPTu (mediana) (-)	Error (%)	Variabilidad (50% central) (-)
Relave #1	Plewes (1992)	0,047	0,179	280	0,177
Relave #1	Been & Jefferies (1992)	0,047	0,159	238	0,071
Relave #2	Plewes (1992)	0,053	0	175	0,059
Relave #2	Been & Jefferies (1992)	0,053	0,087	63	0,02
Relave #1	Mod. Plewes (1992)	0,047	0,06	26	0,059
Relave #2	Mod. Plewes (1992)	0,053	0,049	8	0,02

Como se puede apreciar en la Figura 8-14, para los relaves analizados, se tiene una mejor aproximación mediante la propuesta de la ecuación (80, con errores relativos de un 26% y 8% respecto de la mediana (Tabla 8-1). No obstante, si bien se ajusta a los resultados del presente estudio, no se ajusta a los data utilizada por Plewes y actualizada por Ried (2012) presentada en la Figura 8-15.

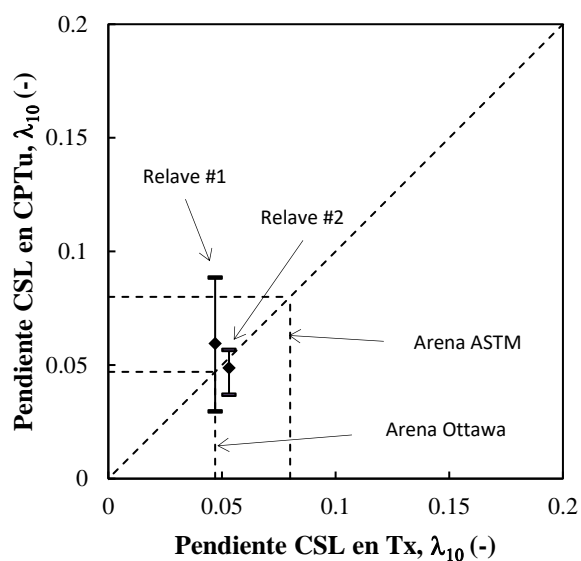


Figura 8-14: Comparación pendiente de la CSL evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu a partir de modificación de propuesta de Plewes (1992).

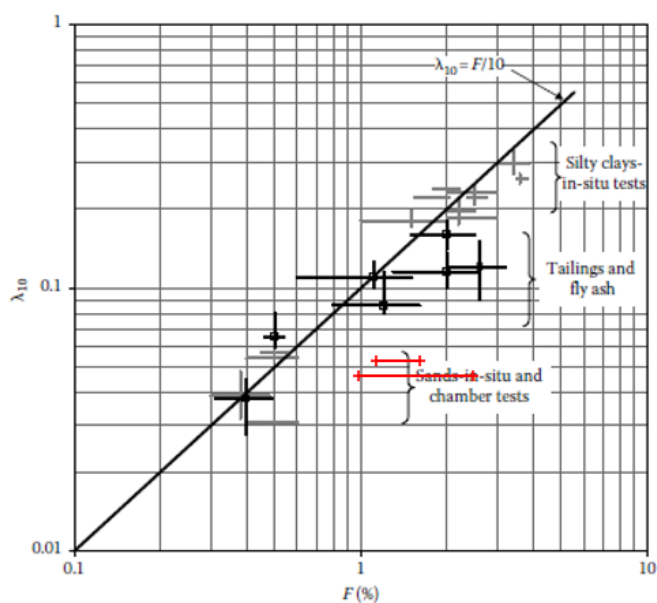


Figura 8-15: Gráfica de regresión de λ_{10} a partir de F_r propuesta por Plewes (1992) y actualizada por Ried (2012) incluyendo la data obtenida a través del presente estudio.

8.3 Razón de Resistencia al Corte No Drenado Residual Remoldeado ($S_{u,rem}/\sigma'_v$)

Este acápite se enfoca en la evaluación de la resistencia al corte no drenado residual remoldeado y licuado ($S_{u,rem}/\sigma'_v$ y $S_{u,Liq}/\sigma'_v$) en depósitos de relaves mediante ensayos de CPTu y su posterior comparación con los resultados obtenidos en ensayos de laboratorio tradicionales. La investigación se basa en datos recopilados en campo y pruebas de laboratorio correspondientes para determinar la coherencia y la confiabilidad de los resultados de CPTu en el contexto de depósitos de relaves. El objetivo es proporcionar una visión profunda de la viabilidad y/o veracidad de las distintas expresiones para la evaluación del $S_{u,rem}/\sigma'_v$ (y/o $S_{u,Liq}/\sigma'_v$) a partir de ensayos de CPTu utilizados como herramienta para la caracterización de la resistencia al corte no drenado residual en depósitos de relaves.

Para realizar la comparación de la resistencia al corte no drenado residual remoldeado y licuado, $S_{u,rem}/\sigma'_v$ y $S_{u,Liq}/\sigma'_v$, se evaluó la resistencia residual obtenida a través de los ensayos triaxiales realizados a las presiones de confinamiento de interés para las zonas evaluadas a través de los ensayos CPTu respectivos. Para la evaluación del $S_{u,rem}/\sigma'_v$ a través de los ensayos CPTu se utilizaron las expresiones de Jefferies & Been (2006) e Idriss & Boulanger (2008) y para la evaluación del $S_{u,Liq}/\sigma'_v$ mediante las expresiones de Olson & Stark (2002) y Robertson (2021).

8.3.1 Comparación relave Depósito Nro. 1

8.3.1.1 Resistencia al corte no drenado remoldeado ($S_{u,rem}/\sigma'_v$)

Al igual que lo realizado para los casos anteriores, se realizó la comparación de la resistencia al corte no drenado a partir de los resultados obtenidos mediante ensayos triaxiales CIU. La determinación de la resistencia no drenada residual asociada a los ensayos triaxiales CIU, fue obtenida considerando las recomendaciones de Jefferies y Been (2016). En la Figura 8-16, a través de la pendiente de la curva, se representa la razón de resistencia no drenada residual promedio evaluada mediante ensayos triaxiales no drenados.

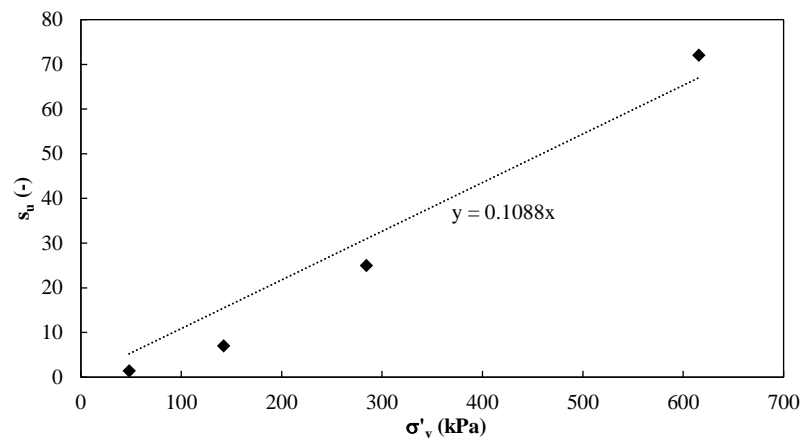


Figura 8-16: Resistencia no drenada residual v/s presión de confinamiento para el relave Nro. 1.

Como se puede apreciar, se obtuvo una razón de resistencia residual promedio de $\bar{s}_{u,rem}/\sigma'_v=0,11$, el cual aumenta levemente con la presión de confinamiento, debido a lo anterior y dado el alcance de las presiones de confinamiento prospectadas, es que para el análisis comparativo se considerará una razón de resistencia no drenada residual de $s_{u,rem}/\sigma'_v=0,03$, asociado a la altura media prospectada a través de los ensayos CPTu a las cotas de interés (4,0-7,5 m).

Para la evaluación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$, al igual que para los casos anteriores, se realizó una evaluación estadística asociada al percentil 50, lo anterior debido a que el promedio se encuentra sesgado por valores extremos o outliers que entregan desviaciones a los resultados causando valores que no representan de buena manera los valores representativos de la zona de interés. En este caso (Figura 8-17) se presentan los resultados obtenidos mediante Jefferies & Been (2006) e Idriss & Boulanger (2008) en el sondaje CPTu P31 para la zona de interés.

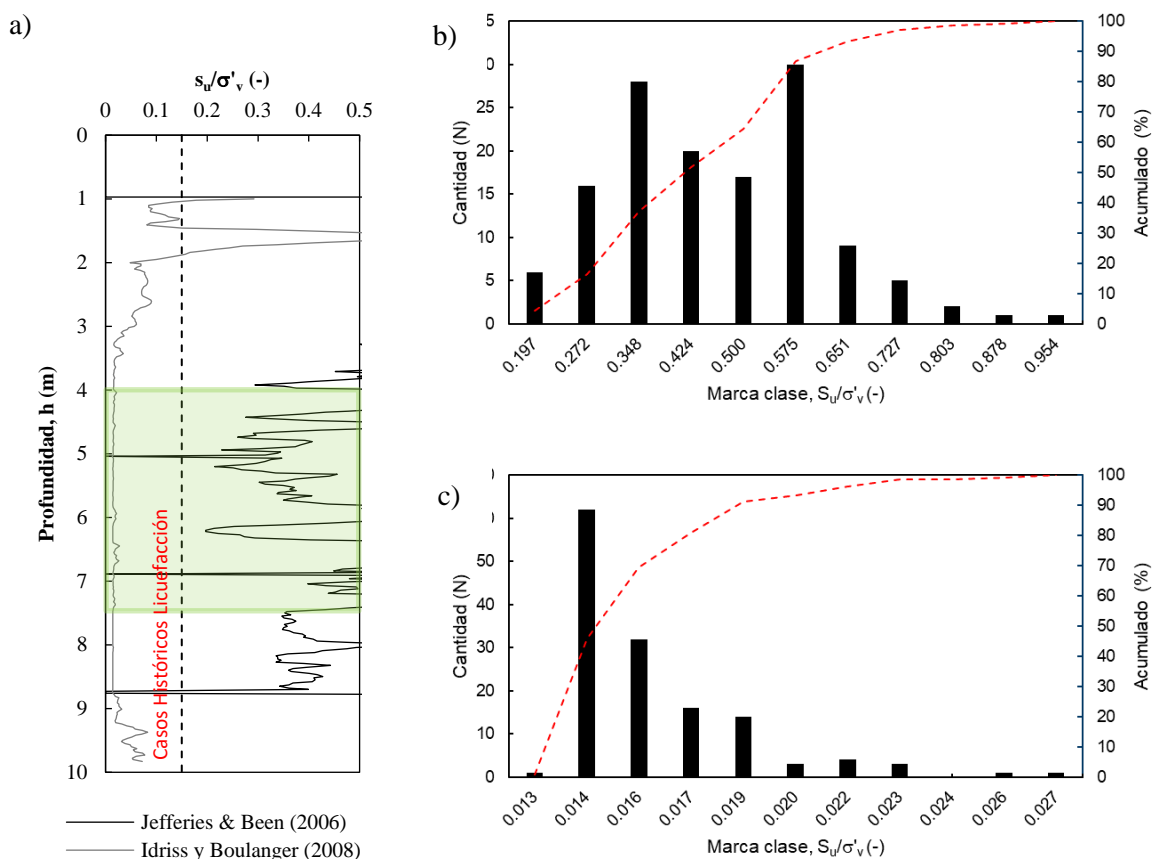


Figura 8-17: Razón de resistencia no drenada residual remoldeada $s_{u,rem}/\sigma'_v$, evaluado mediante Jefferies & Been (2006) e Idriss & Boulanger (2008) en el sondaje CPTu P31 a) Perfil en profundidad y b) Distribución evaluación Jefferies y Been (2006) c) Idriss & Boulanger (2008).

A partir de la evaluación del percentil 50 de los valores entregados por la evaluación de mediante Jefferies & Been (2006) e Idriss & Boulanger (2008) en el sondaje P31 para las cotas de interés (4,0-7,5 m) se obtuvo una mediana de 0,45 y 0,015 respectivamente para la evaluación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$. En la Figura 8-18^a, se presenta la curva de comparación de la evaluación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$ evaluado mediante ensayos triaxiales y mediante el ensayo CPTu, donde en rojo se representa la mediana y en verde el percentil 20vo, además los valores extremos representan los percentiles 25 y 75 para cada metodología a través de los bigotes. En la Figura 8-18b se presenta el perfil de evaluación de la razón de resistencia al corte no drenado remoldeado en profundidad, y adicionalmente la evaluación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$ mediante ensayos triaxiales.

Como se puede apreciar en la Figura 8-18, Jefferies & Been entrega valores para $s_{u,rem}/\sigma'_v$ con una notoria desviación respecto de los resultados obtenidos en laboratorio. Lo anterior, ya que su formulación implica la utilización de la pendiente de la línea de estado crítico (λ_{10}), la cual como se mencionó en el acápite previo, no se logró tener una buena aproximación de la misma mediante el método propuesto por Jefferies & Been (1992). Por otro lado, a través de la expresión de Idriss & Boulanger (2008), se obtuvo una buena aproximación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$, con una desviación de 0,015 respecto del valor obtenido a través del análisis realizado a través de los ensayos triaxiales no drenados (CIU).

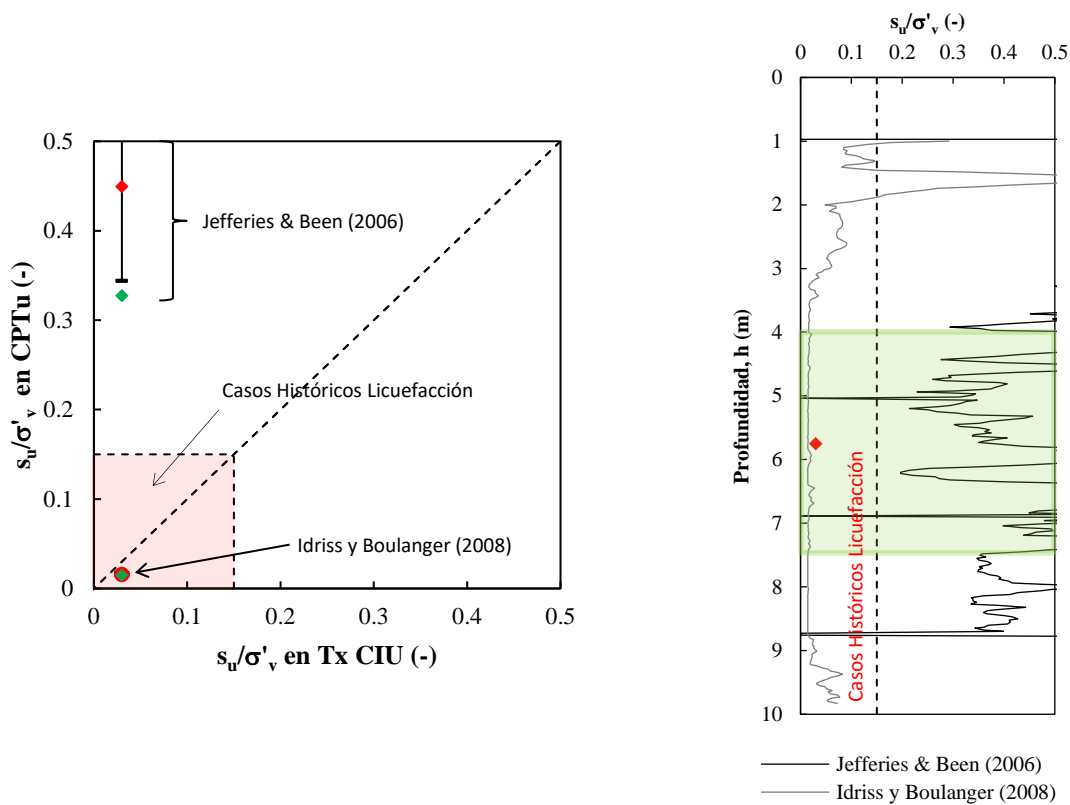


Figura 8-18: Comparación razón de resistencia no drenada residual ($s_{u, rem}/\sigma'_v$) evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.

8.3.1.2 Resistencia al corte no drenado licuado ($S_{u, Liq}/\sigma'_v$)

De la misma manera que para la evaluación de la resistencia remoldeada, se evaluó la razón de resistencia al corte no drenado licuado, a partir de las propuestas de Olson & Stark (2002) y Robertson (2021). La comparación de las evaluaciones realizadas con los resultados obtenidos a través de los ensayos triaxiales se presenta en la Figura 8-19. Si bien, a través de la propuesta de Olson & Stark (2002) se tiene una mejor aproximación a la resistencia residual, con una desviación de 0,022, en ambos casos se obtiene una evaluación cercana a lo obtenido mediante los ensayos triaxiales CIU asociado al percentil 20vo, con desviaciones del 0,01 y 0,017 para las evaluaciones de Robertson (2021) y Olson & Stark (2002) respectivamente.

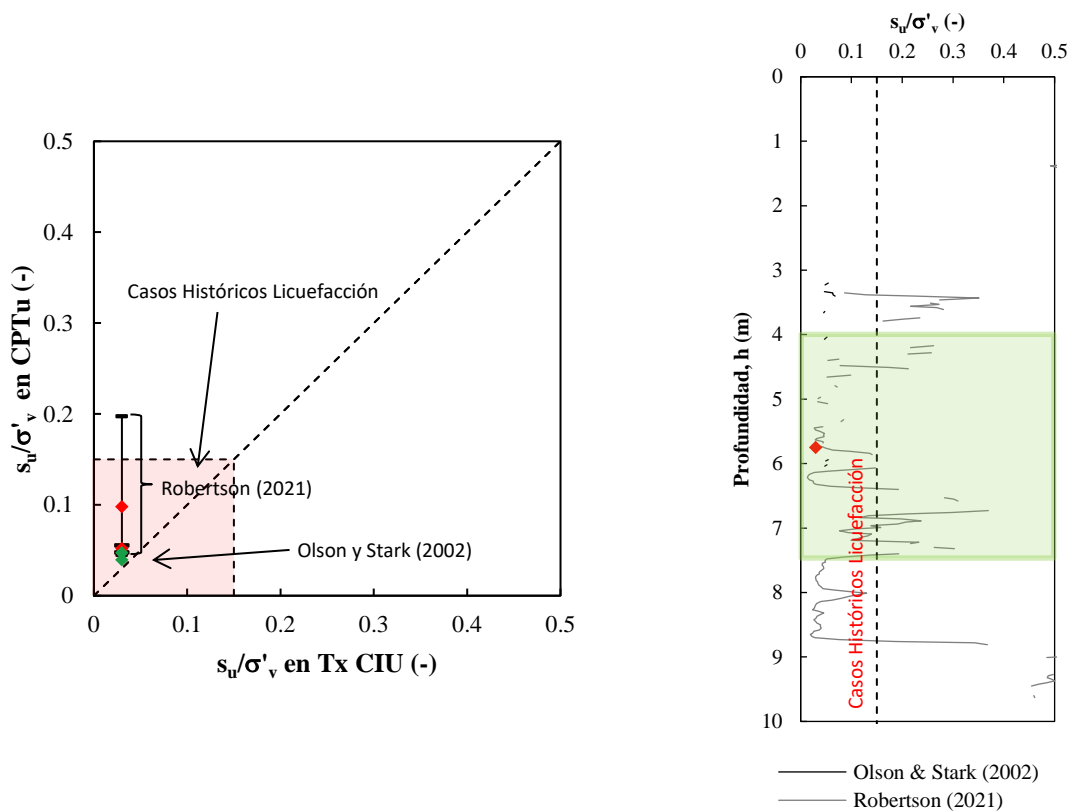


Figura 8-19: Comparación razón de resistencia no drenada residual ($s_{u,Liq}/\sigma'_v$) evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.

8.3.2 Comparación relave Depósito Nro. 2

8.3.2.1 Resistencia al corte no drenada residual remodelada ($S_{u,rem}/\sigma'_v$)

En cuanto a la evaluación de la resistencia no drenada residual, se evaluó igualmente mediante ensayos no drenados siguiendo las recomendaciones de Jefferies y Been (2016), donde en la Figura 8-20 se representa a través de la pendiente la razón de resistencia no drenada residual promedio obtenida. Los ensayos realizados fueron realizados a presiones de confinamiento entre 50 y 650 kPa.

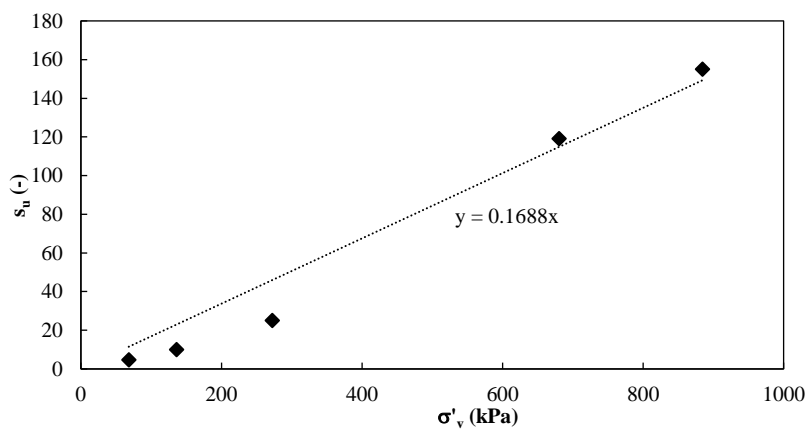


Figura 8-20: Resistencia no drenada residual v/s presión de confinamiento para el relave Nro. 2.

Como se puede apreciar, si bien se obtuvo una razón de resistencia al corte no drenado residual de $\bar{s}_{u,rem}/\sigma'_v=0,11$, este se encuentra influenciado por los valores mayores de su obtenidos a presiones de confinamiento mayor, por lo que, dado el alcance de las presiones de confinamiento prospectadas, es que para el análisis comparativo se considerará una razón de resistencia no drenada residual de $s_{u,rem}/\sigma'_v=0,07$, asociado a la altura media prospectada bajo el nivel freático a través de los ensayos CPTu.

De la misma manera que para el análisis del relave Nro. 1, se evaluaron los $s_{u,rem}/\sigma'_v$ a partir de las propuestas de Jefferies & Been (2006) e Idriss & Boulanger (2008) en el sondaje CPTu Z20 del depósito de relaves Nro. 2. Nuevamente, dada la naturaleza de la medición, sólo se consideraron los valores bajo el nivel freático y no todo el perfil de prospección. El análisis arrojó a través de los percentiles 50 una evaluación de los $s_{u,rem}/\sigma'_v$ de 0,39 y 0,017 respectivamente. En la Figura 8-26^a, se presenta la curva de comparación de la evaluación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$ evaluado mediante ensayos triaxiales y mediante el ensayo CPTu, donde en rojo se representa la mediana y en verde el percentil 20vo, además los valores extremos representan los percentiles 25 y 75 para cada metodología a través de los bigotes. En la Figura 8-26b se presenta el perfil de evaluación de la razón de resistencia al corte no drenado remoldeado en profundidad, y adicionalmente la evaluación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$ mediante ensayos triaxiales.

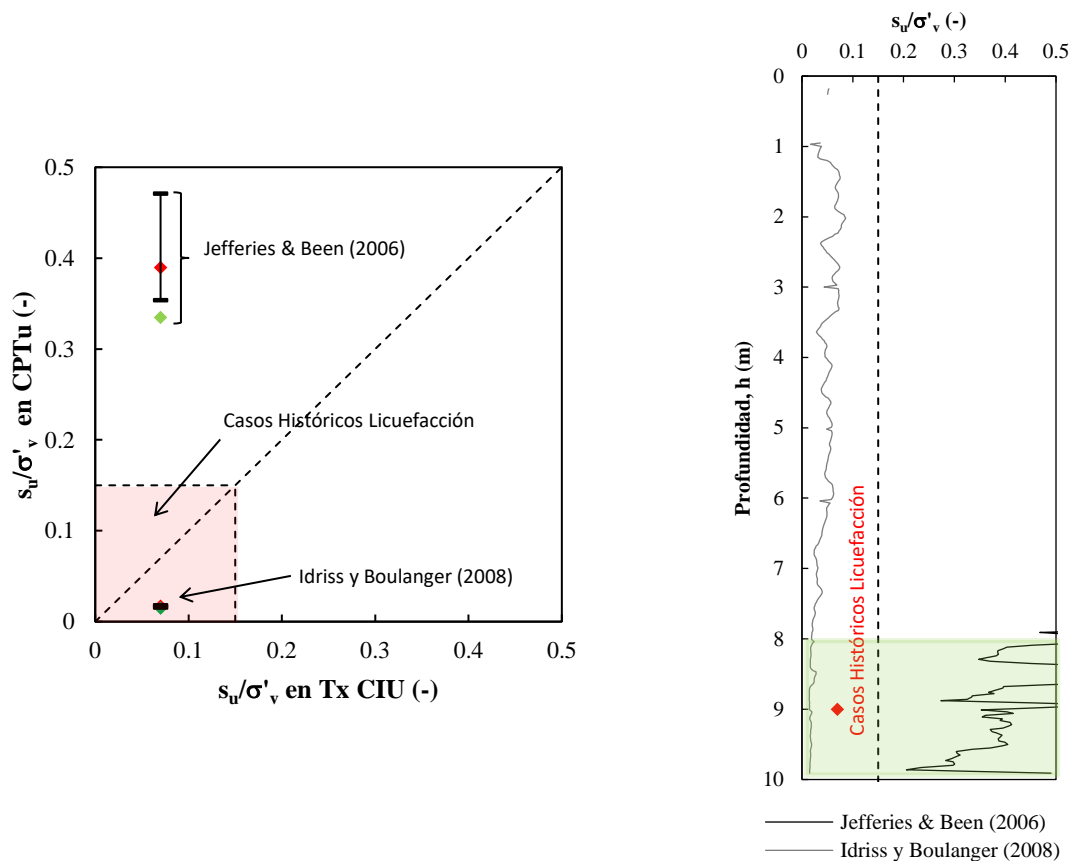


Figura 8-21: Comparación razón de resistencia al corte no drenado residual remoldeado ($s_{u,rem}/\sigma'_v$) evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20.

Como se puede apreciar en la Figura 8-26, la aproximación para el $s_{u,rem}/\sigma'_v$ realizada por Jefferies y Been (2006) se aleja en gran medida de los resultados obtenidos mediante los ensayos triaxiales CIU. Lo anterior aumenta aún más si se considera su evaluación en zonas sobre el nivel freático o no saturadas. En cuanto a la evaluación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$ realizada mediante la propuesta de Idriss y Boulanger (2008), se obtienen valores bajo lo evaluado por los ensayos triaxiales, arrojando resultados conservadores en su evaluación, no obstante, con una evaluación de baja variabilidad, presentando un error relativo respecto del percentil 50 del 76%.

8.3.2.2 Resistencia al corte no drenado licuado ($S_{u,Liq}/\sigma'_v$)

De la misma manera que para la evaluación de la resistencia remoldeada, se evaluó la razón de resistencia al corte no drenado licuado, a partir de las propuestas de Olson & Stark (2002) y Robertson (2021). La comparación de las evaluaciones realizadas con los resultados obtenidos a través de los ensayos triaxiales se presenta en la Figura 8-22, donde se puede apreciar que la aproximación de Robertson (2021) entrega valores medios cercanos a lo obtenido mediante los ensayos triaxiales CIU, se tiene una variabilidad de los datos mayor que la presentada por la propuesta de Olson y Stark (2002). Esta última si bien presenta una buena aproximación (error relativo del 20%), los datos utilizados son marginales dado el alcance de la metodología (arenas).

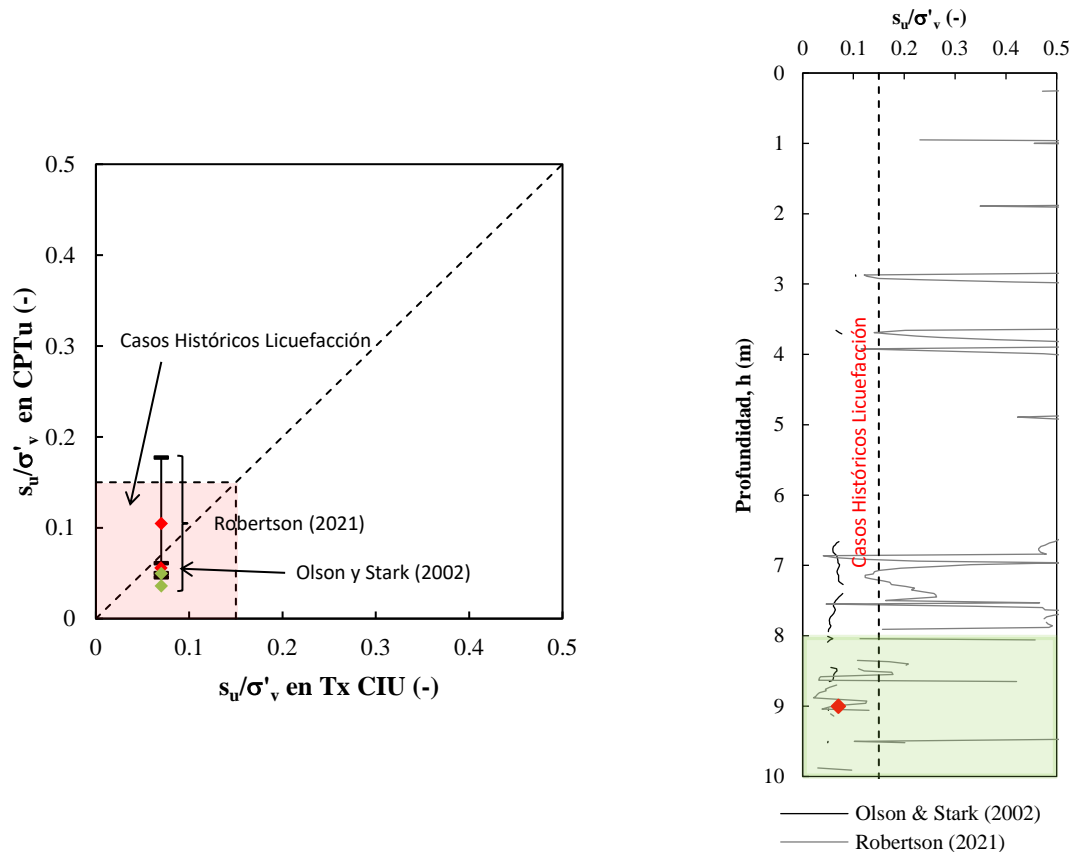


Figura 8-22: Comparación razón de resistencia no drenada residual ($S_{u,Liq}/\sigma'_v$) evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20.

8.3.1 Resumen

Se realizó una comparación de las resistencias de corte no drenado residual remoldeado y licuado ($S_{u,rem}/\sigma'_v$ y $S_{u,Liq}/\sigma'_v$) respecto del valor residual obtenido mediante ensayos triaxiales realizado en probetas reconstituídas a densidad in-situ. A través del análisis realizado respecto de los ensayos realizados en el depósito Nro. 2, se tiene que se obtiene una mejor aproximación al valor obtenido en laboratorio, para los datos obtenidos bajo el nivel freático. Este análisis no fue posible realizarlo para el depósito Nro. 1 ya que no se registró en terreno presencia de nivel freático. Las formulaciones que tienen mayor desviación respecto del valor registrado mediante los ensayos CIU son la de Jefferies y Been (2006) y la de Robertson (2021) para la determinación de la determinación remoldeada y licuada respectivamente. Lo anterior ya que en su formulación está directamente relacionada con la medición de la presión de poro u_2 registrada durante la penetración. Por el contrario, las formulaciones de Idriss & Boulanger (2008) y Olson & Stark (2002) su formulación está directamente constituida principalmente por la resistencia a la penetración por punta normalizada (q_{c1}). Debido a esto es que se

recomienda que para la evaluación de los parámetros resistentes no drenado mediante CPTu es que se utilicen las evaluaciones que no consideren en su evaluación la presión de poro (u_2) como lo es el caso de las expresiones de Idriss & Boulanger (2008) y Olson & Stark (2002) para la determinación de la determinación de las resistencias de corte no drenado residual remodelada y licuada respectivamente.

Otra consideración para tener en la evaluación del s_u/σ'_v , es la variabilidad de los resultados obtenidos mediante el análisis a partir de los ensayos CPTu, por lo que una evaluación estadística conservadora debe ser considerada, como lo es el caso de percentil 20 (e.g. Popescu et al., 1998 y Robertson, 2017). Lo anterior se puede apreciar a través de los bigotes (percentil 25 y 75) presentadas anteriormente y a continuación en la Figura 8-23.

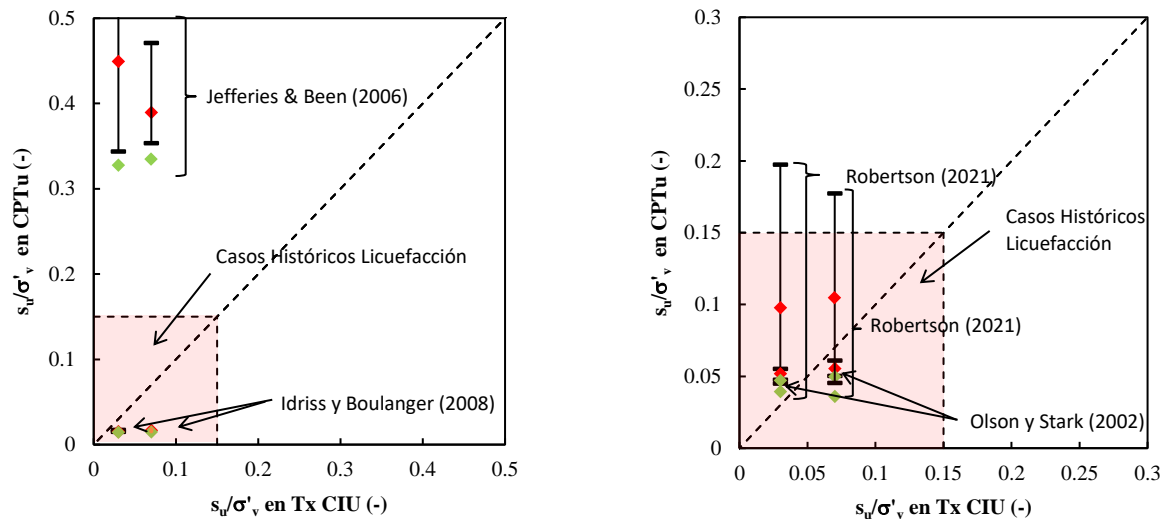


Figura 8-23: Comparación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$ y $s_{u,Liq}/\sigma'_v$ evaluados mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu en dos depósitos de relave.

En la Tabla 8-2, se presenta un resumen de la comparación de los parámetros evaluados, donde si bien la formulación que considere los efectos de la presión de poros a grandes deformaciones pareciera ser la formulación más idónea para la evaluación del s_u/σ'_v , en la comparación de los resultados con respecto a lo obtenido mediante los ensayos de laboratorio, se observa que existe una mejor aproximación a través de la evaluación mediante Idriss y Boulanger (2008) y Olson y Stark (2002) que consideran en su formulación principalmente la incidencia de la resistencia de penetración por punta normalizada (q_{c1}).

Tabla 8-2: Resumen comparación de resultados evaluación del $s_{u,rem}/\sigma'_v$ y $s_{u,Liq}/\sigma'_v$.

Material	Método de evaluación	s_u/σ'_v evaluado	s_u/σ'_v en Tx CIU (-)	s_u/σ'_v CPTu (mediana) (-)	Desviación (-)	Variabilidad (50% central) (-)
Relave #1	Jefferies & Been (2006)	Remoldeado	0,03	0,45	0,419	0,22
Relave #1	Idriss & Boulanger (2008)	Remoldeado	0,03	0,015	0,015	0,002
Relave #1	Robertson (2021)	Liculado	0,03	0,098	0,068	0,15

Material	Método de evaluación	s_u/σ'_v evaluado	s_u/σ'_v en Tx CIU (-)	s_u/σ'_v CPTu (mediana) (-)	Desviación (-)	Variabilidad (50% central) (-)
Relave #1	Olson & Stark (2002)	Licuado	0,03	0,052	0,022	0,008
Relave #2	Jefferies & Been (2006)	Remoldeado	0,07	0,39	0,32	0,117
Relave #2	Idriss & Boulanger (2008)	Remoldeado	0,07	0,017	0,053	0,003
Relave #2	Robertson (2021)	Licuado	0,07	0,105	0,035	0,132
Relave #2	Olson & Stark (2002)	Licuado	0,07	0,056	0,014	0,011

8.4 Índice de Fragilidad (I_B)

El índice de fragilidad (I_B) ha surgido como una medida crucial en la evaluación de la respuesta geotécnica de los depósitos de relaves. Este índice proporciona una valiosa indicación de la capacidad del suelo para resistir deformaciones y cargas antes de perder su integridad. Tradicionalmente, los ensayos de laboratorio, como los ensayos de corte tipo Triaxiales CIU, han sido utilizados para determinar el I_B en suelos. Sin embargo, en la búsqueda de métodos más representativos y aplicables en campo, los ensayos de penetración de piezocono (CPTu) han ganado relevancia. Lo anterior, ya que estos ensayos in situ ofrecen mediciones continuas y detalladas de las propiedades geotécnicas del suelo en depósitos de relaves, lo que ha suscitado un creciente interés en su capacidad para evaluar el I_B .

Este acápite se concentra en la evaluación del índice de fragilidad (I_B) en la respuesta de depósitos de relaves mediante ensayos de CPTu y su comparación con los resultados obtenidos en ensayos triaxiales CIU. El objetivo es proporcionar una evaluación integral de la veracidad de los ensayos de CPTu como herramienta para caracterizar el I_B en depósitos de relaves, contribuyendo así a una gestión más segura y efectiva de estos activos fundamentales en la industria minera.

Para realizar la comparación del índice de fragilidad, I_B , al igual que para los casos anteriores, se evaluaron los I_B obtenidos a través de los ensayos triaxiales asociados a las presiones de confinamiento de interés para las zonas evaluadas a través de los ensayos CPTu respectivos. Para la evaluación del parámetro de estado a través de los ensayos CPTu se utilizaron las expresiones de Robertson (2012) y Jefferies & Been (2006); Sadrekarimi (2014) y; Robertson (2012) y Robertson (2021).

8.4.1 Comparación relave Depósito Nro. 1

Del mismo modo que para los casos anteriores, se realizó la comparación del índice de fragilidad a partir de los resultados obtenidos mediante los ensayos triaxiales respectivos. El índice de fragilidad evaluado según lo presentado en el acápite 4.6, y presentado a continuación según lo propuesto por el Bulletin 194 (ICOLD, 2022):

Como se puede apreciar, en todos los casos se obtuvo una alta fragilidad del relave por sobre el 50% de pérdida de resistencia a deformaciones residuales posteriores al peak (>2%), y en la zona de interés (4,0-7,5 m) índice de fragilidad igual a $I_B=0,85$.

Para la evaluación del I_B , al igual que para los casos anteriores, se realizó una evaluación estadística asociada al percentil 50, lo anterior debido a que el promedio se encuentra sesgado por valores extremos o outliers que entregan desviaciones a los resultados causando valores que no representan de buena manera los valores representativos de la zona de interés. En este caso (Figura 8-25) se presentan los

resultados obtenidos mediante Jefferies & Been (2006) y Robertson (2012); y Sadrekarimi (2014) en el sondaje CPTu P31 para la zona de interés (4,0-7,5 m).

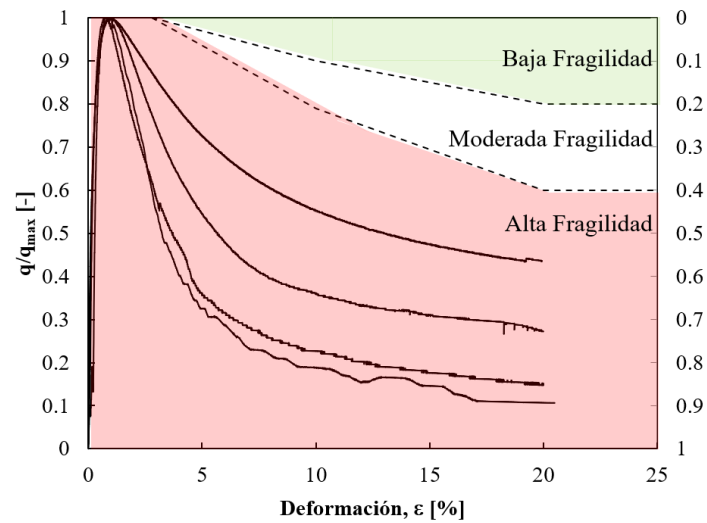


Figura 8-24: Esfuerzo desviador normalizado v/s deformación axial para el relave del depósito Nro. 1 según (ICOLD, 2022).

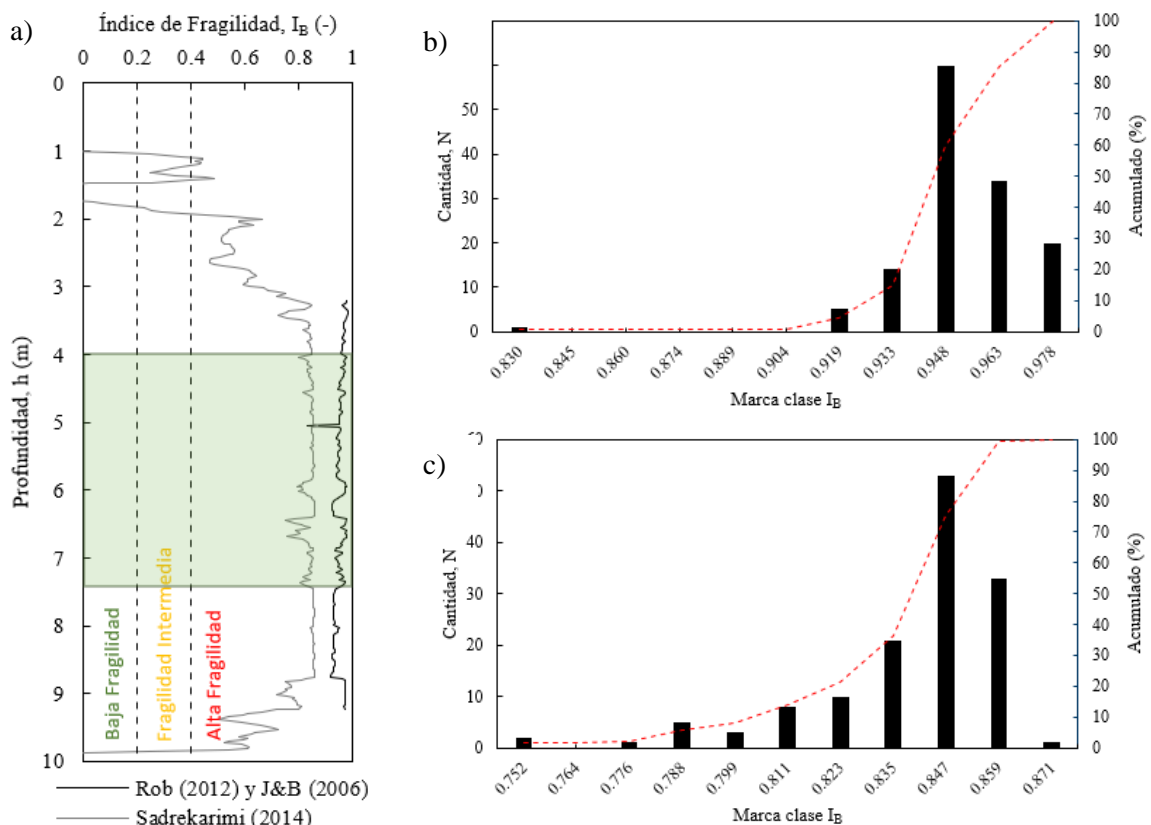


Figura 8-25: Índice de Fragilidad , I_B , evaluado mediante Jefferies & Been (2006) y Robertson (2012); y Sadrekarimi (2014) en el sondaje CPTu a) Perfil en profundidad y b) Distribución evaluación.

A partir de la evaluación del percentil 50 de los valores entregados por la evaluación de Jefferies & Been (2006) y Robertson (2012); y Sadrekarimi (2014) en el sondaje P31 para las cotas de interés (4,0-7,5 m) se obtuvo una mediana de 0,95 y 0,85 para la evaluación del índice de fragilidad respectivamente. En la Figura 8-26^a, se presenta la curva de comparación de la evaluación del índice de fragilidad evaluada mediante ensayos triaxiales y mediante el ensayo CPTu, donde en rojo y verde se representa la mediana

y los valores extremos representan los percentiles 25 y 75 para cada metodología. En la Figura 8-26b se presenta el perfil de evaluación del índice de fragilidad en profundidad, y adicionalmente la evaluación del mismo a partir de ensayos triaxiales.

Como se puede apreciar en la Figura 8-3, la evaluación del índice de fragilidad mediante Jefferies & Been (2006) y Robertson (2012) resulta levemente conservador (una fragilidad mayor), obteniéndose resultados con una desviación respecto del percentil 50 aproximada del I_B del 10%. Por otro lado, la evaluación del índice de fragilidad mediante la metodología propuesta por Sadrekarimi (2014), resulta bastante precisa, arrojando exactamente el mismo valor obtenido mediante la evaluación registrada mediante los ensayos triaxiales CIU.

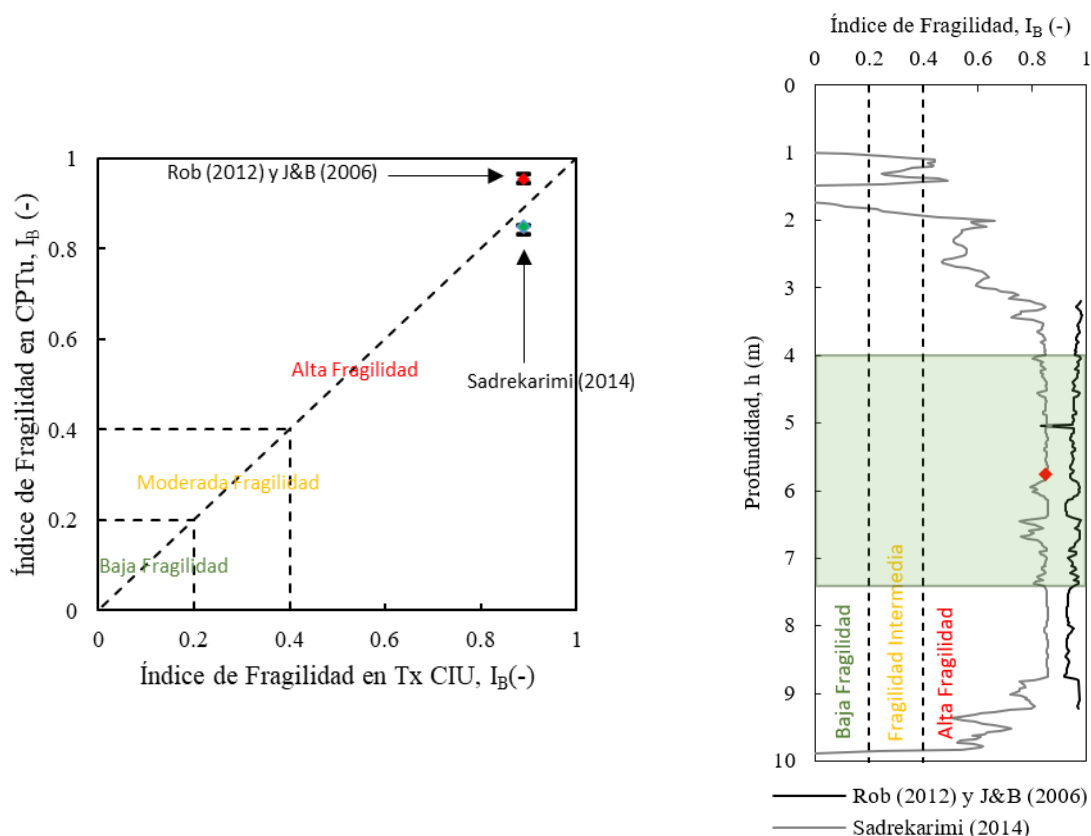


Figura 8-26: Comparación índice de fragilidad, I_B , evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto P31.

8.4.1 Comparación relave Depósito Nro. 2

Al igual que para el caso del relave del depósito Nro. 1, se realizó una evaluación del índice de fragilidad a partir de una muestra recuperada a una profundidad de manera superficial en la ubicación del sondaje CPTu Z20. De modo de realizar una comparación del I_B apropiada se seleccionará una presión de confinamiento asociada a la cota media de la prospectada, es decir, a una presión de confinamiento de 50 kPa, obteniéndose un índice de fragilidad en la zona de interés igual a $I_B=0,69$ (Figura 8-27).

Como se puede apreciar, se obtiene una alta fragilidad para las probetas ensayadas bajo una presión de confinamiento menor a 200 kPa, donde en particular, para la presión de confinamiento de interés (50 kPa), se obtiene un índice de fragilidad de 0,64.

Para este relave, se realizó una comparación a partir de las propuestas Robertson (2012) para la determinación de la resistencia residual peak y Robertson (2021) para la resistencia residual licuada; y Sadrekarimi (2014) para la determinación directa del I_B . De manera similar a los casos anteriores, las expresiones de Robertson se encuentran limitadas para no drenado, por lo que su evaluación se limita a la zona más profunda del depósito prospectado cercano al nivel freático. Por el contrario, Sadrekarimi

logra evaluar el índice de fragilidad a lo largo del perfil prospectado mediante CPTu. Nuevamente, en términos de la mediana de las mediciones realizadas, se tiene que través de la propuesta de Sadrekarimi, se tiene una mejor a aproximación que la realizada por Robertson, obteniéndose resultados con una desviación respecto del percentil 50 aproximada del I_B del 2% a diferencia de Robertson que presenta una desviación de la mediana del 15%. En términos de variabilidad, Sadrekarimi posee una variabilidad más acotada que la obtenida mediante Robertson.

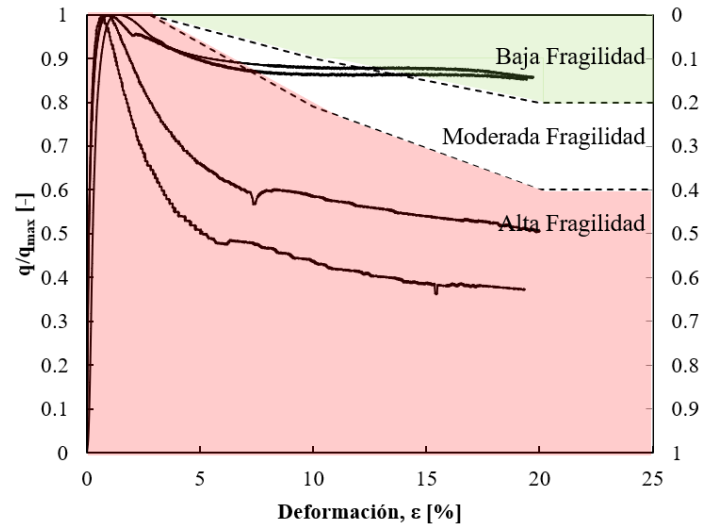


Figura 8-27: Esfuerzo desviador normalizado v/s deformación axial para el relave del depósito Nro. 2 según (ICOLD, 2022).

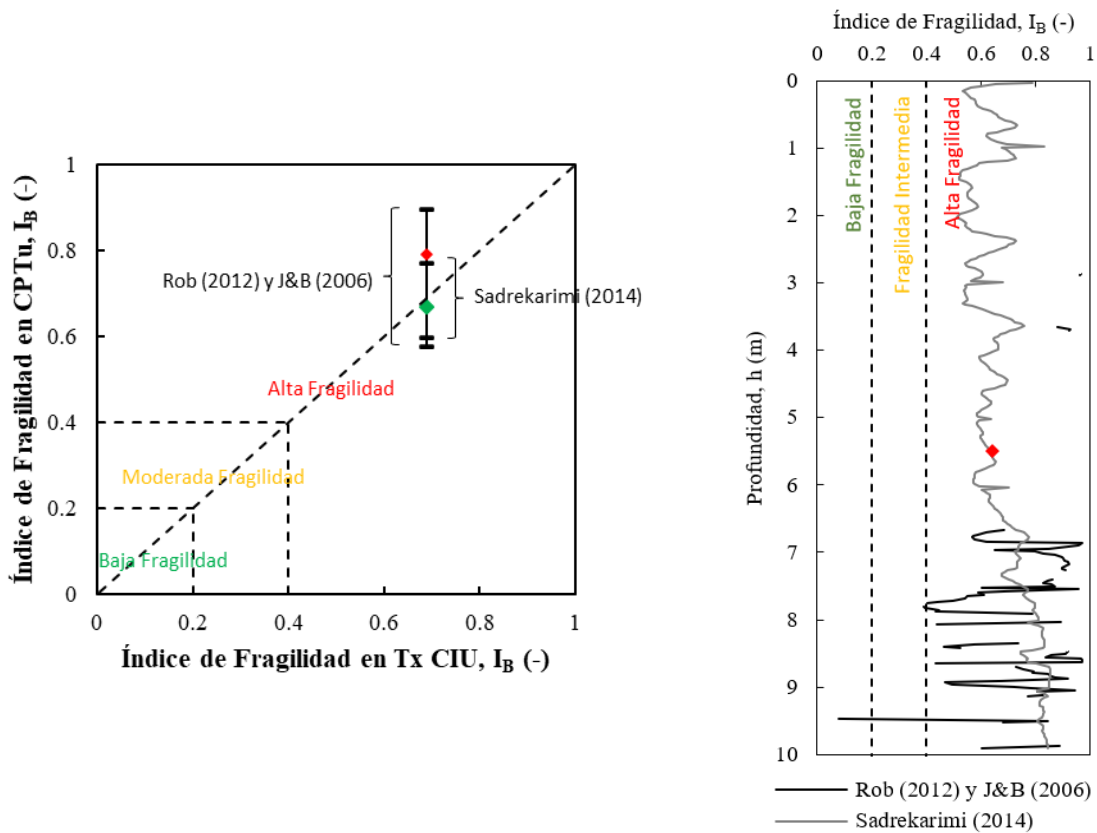


Figura 8-28: Comparación índice de fragilidad, I_B , evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayo CPTu para el punto Z20.

8.4.2 Resumen

Se evaluaron los índices de fragilidad, I_B , a partir de dos sondajes CPTu realizados en la cubeta de dos depósitos de relave. La evaluación de los I_B respectivos fue realizada a partir de 3 propuestas, una a partir de una expresión exclusiva para materiales con comportamiento drenado, $S_{u,Liq}$ (Robertson, 2021), otra exclusiva para materiales con comportamiento no drenado $S_{u,rem}$ (Jefferies y Been, 2006) y una última expresión para todo tipo de materiales (Sadrekarimi, 2014). A partir de estas expresiones, se compararon sus evaluaciones con lo obtenido a través de los ensayos triaxiales CIU, obteniéndose una mejor aproximación mediante la aproximación de Sadrekarimi (2014) para ambos casos. Si bien la expresión de Sadrekarimi es una expresión que solo considera los efectos de la presión de punta normalizada, logra capturar de una buena manera el comportamiento del suelo a través del índice de fragilidad del relave, obteniéndose una desviación de su evaluación (mediana) como máximo el 2% para los casos evaluados y una variabilidad más acotada frente a las otras expresiones, en particular para los materiales más finos o cohesivos (Figura 8-29 y Tabla 8-3).

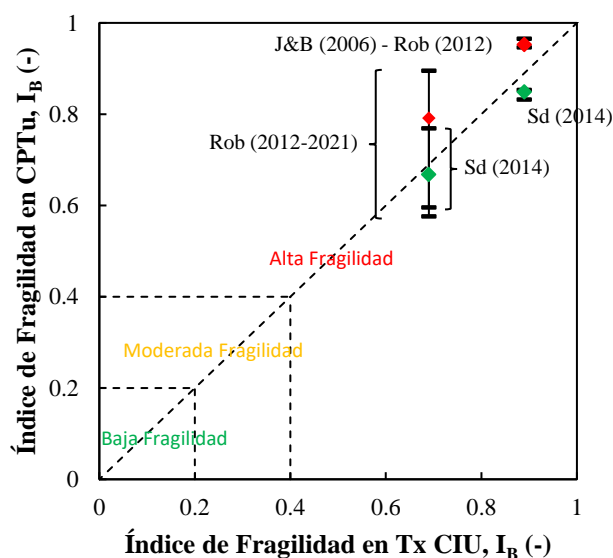


Figura 8-29: Comparación índice de fragilidad evaluado mediante ensayos triaxiales y ensayos CPTu en dos depósitos de relave.

Tabla 8-3: Resumen comparación de resultados evaluación del índice de fragilidad (I_B).

Material	Método de evaluación	I_B en Tx CIU (-)	I_B CPTu (mediana) (-)	Desviación (-)	Variabilidad (50% central) (-)
Relave #1	Jefferies y Been (2006)	0,89	0,95	0,06	0,02
	Robertson (2012)				
Relave #1	Sadrekarimi (2014)	0,89	0,85	0,04	0,02
Relave #2	Robertson (2021)	0,69	0,79	0,10	0,31
	Robertson (2012)				
Relave #2	Sadrekarimi (2014)	0,69	0,67	0,02	0,17

8.5 Comentarios finales

En el presente capítulo se realizaron evaluaciones del parámetro de estado, ψ , pendiente de la CSL, λ_{10} , razón de resistencia de corte no drenado, s_u/σ'_v , remoldeado y licuado y del índice de fragilidad, I_B , de los relaves estudiados a partir de ensayos CPTu y se compararon respecto de su evaluación en laboratorio, para lo cual se utilizaron muestras reconstituidas a densidad in-situ de terreno. A partir de lo anterior, se observó la incidencia del grado de saturación en la evaluación del parámetro de estado, así como también en la evaluación de la resistencia de corte no drenado. Por su parte, para la evaluación de la pendiente de la línea de estado crítico, se observó que ninguna de las propuestas utilizadas, logró una buena aproximación respecto de los resultados obtenidos en laboratorio, por lo que no se recomienda su evaluación a partir de ensayos CPTu. Finalmente, se evaluó el índice de fragilidad de los relaves estudiados, donde la propuesta de Sadrekarimi (2014) parece ser la que mejor refleja el comportamiento de los relaves ante la pérdida de resistencia debido a sollicitaciones no drenadas.

En particular, si consideramos una correcta evaluación de los parámetros de mayor incidencia en la desencadenación de la licuefacción, se tiene que la pérdida de resistencia producto del incremento de las presiones de poro intersticiales (evaluadas a través del índice de fragilidad, I_B), así como una correcta evaluación s_u/σ'_v , son vitales al momento de evaluar el potencial de licuefacción. En particular, a través de estos dos últimos parámetros, es posible analizar a través un primer screening respecto de los casos históricos que han desencadenados en fallas de flujo. Respecto de lo anterior, se puede mencionar que los casos históricos de licuefacción presentan una alta fragilidad mayor a 40% de pérdida de resistencia, y valores de s_u/σ'_v entre 0,15 y 0,05. Como se puede apreciar en la Figura 8-30, se puede observar que los relaves analizados presentan mayormente una alta fragilidad y bajas resistencias no drenadas, lo cual es esperable para suelos constituidos por arenas finas o limos con depositación de baja energía como lo es el caso de la depositación de relaves convencionales y espesados.

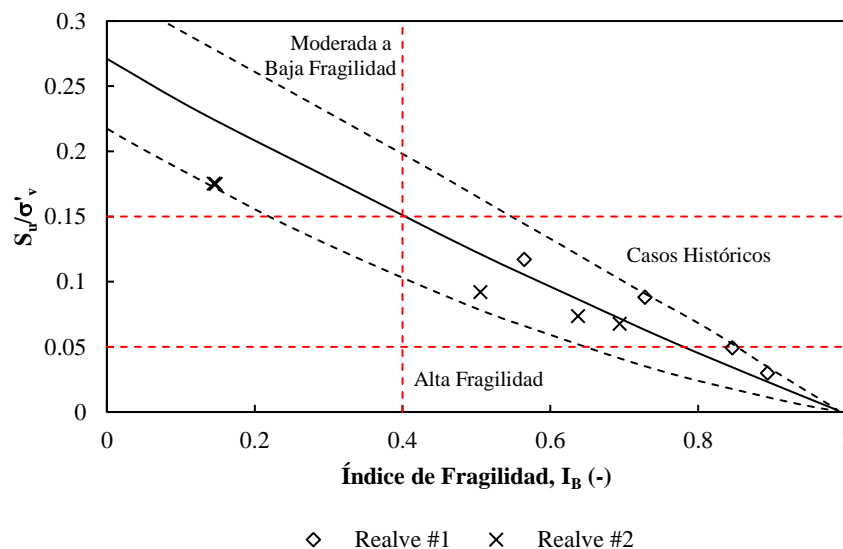


Figura 8-30: Gráfica de s_u/σ'_v e índice de fragilidad según Robertson (2007) a partir de ensayos triaxiales CIU de los relaves analizados.

CAPÍTULO IX

Conclusiones y Recomendaciones

Numerosas catástrofes han ocurrido en la operación y disposición de residuos mineros, particularmente en depósitos de relaves. Donde dada la naturaleza de disposición los relaves convencionales de baja energía, constitución granulométrica, índice de vacíos, presencia de nivel freático a profundidades someras y/o grado de saturación cercano a la unidad (>85%), es que son estructuras susceptibles a desarrollar licuefacción. Lo anterior se puede desarrollar ante solicitaciones como aumento repentino de la carga, disminución del esfuerzo efectivo producto infiltraciones, un asentamiento de la fundación de la estructura geotécnica o una solicitación cíclica como un sismo o vibraciones externas. Es por ello, que la importancia de la correcta evaluación de la susceptibilidad y potencial de licuefacción de los depósitos de relaves queda reflejada a través de las normativas que hacen alusión a la evaluación de la misma (e.g. DS35, GISTM y ANCOLD, por mencionar algunas), no obstante, no entregan lineamientos sobre que metodología utilizar para su evaluación. En este contexto, esta investigación ha analizado los resultados obtenidos en la evaluación de parámetros de comportamiento de los relaves asociados a la licuefacción de relaves mineros en base a pruebas in-situ del tipo CPTu y de laboratorio.

Para llevar a cabo esta investigación se realizó una extensa campaña de geotécnica mediante ensayos in-situ y de laboratorio en dos depósitos de relaves que abordó una caracterización completa de los materiales y estructuras en estudio, realizando para ello estudios de clasificación USCS, compactación, comportamiento hidráulico y respuesta in-situ mediante ensayos geofísicos. Particularmente, este estudio ha abordado las metodologías más comunes para el estudio y evaluación de la susceptibilidad y potencial de licuefacción a través del análisis de parámetros relevantes en la evaluación de la respuesta volumétrica y comportamiento geomecánico de relaves nacionales como lo son el parámetro de estado (ψ), pendiente de la línea de estado crítico (λ), razón de resistencia no drenada residual (s_u/σ'_v) e índice de fragilidad (I_B) a través de un análisis comparativo a partir de las distintas propuestas de evaluación mediante pruebas in-situ CPTu respecto de su evaluación en laboratorio.

A partir de los resultados y análisis del estudio experimental desarrollado, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- La evaluación del parámetro de estado mediante ensayos CPTu resulta conservadora mediante todas las metodologías analizadas (Shuttle & Cuning (2007) y Robertson (2010)), arrojando valores levemente menos contractivos que lo evaluado mediante ensayos triaxiales de laboratorio.
- La evaluación del parámetro de estado mediante las metodologías analizadas se aproxima correctamente solo para zonas bajo el nivel freático permitiendo el desarrollo presiones de poros que reflejen su comportamiento volumétrico a grandes deformaciones, donde para los casos analizados se obtuvo un comportamiento mayoritariamente contractivo.
- Para la evaluación de la pendiente de la línea de estado crítico (λ), no se logró aproximaciones que reflejen de manera adecuada el comportamiento evidenciado en la determinación de la CSL a partir de ensayos triaxiales. Se propone una formulación que se adecua de una mejor manera para los relaves prospectado, no obstante, no se ciñe a los resultados de la literatura. Lo anterior, puede deberse a que λ se encuentra directamente relacionado con la granulometría del material prospectado, por lo que la estratificación de pequeñas capas de relaves originadas por la

deposición hidráulica de los mismos produce desviaciones en la estimación de λ . Por lo anterior, no se recomienda la evaluación de la pendiente de la línea de estado crítico a partir de ensayos CPTu.

- En cuanto a la determinación de la razón de resistencia no drenada residual (s_u/σ'_v) mediante ensayos CPTu, se tiene que al igual que lo analizado en la determinación del parámetro de estado, la evaluación del s_u/σ'_v mejora en la medida que el suelo prospectado se encuentre bajo el nivel freático. Lo anterior, es esperable que ocurra para penetraciones de cono en los cuales el proceso de hincas se desarrolle de manera no drenada.
- Las formulaciones estudiadas para la evaluación del s_u/σ'_v que tienen mayor desviación respecto del valor registrado mediante los ensayos CIU son la de Jefferies y Been (2006) y la de Robertson (2021) para la determinación de la determinación remoldeada y licuada respectivamente. Lo anterior ya que en su formulación está directamente relacionada con la medición de la presión de poro u_2 registrada durante la penetración. Por el contrario, las formulaciones de Idriss & Boulanger (2008) y Olson & Stark (2002) su formulación está directamente constituida principalmente por la resistencia a la penetración por punta normalizada (q_{c1}). Debido a esto es que se recomienda que para la evaluación de los parámetros resistentes no drenado mediante CPTu es que se utilicen las evaluaciones que no consideren en su evaluación la presión de poro (u_2) como lo es el caso de las expresiones de Idriss & Boulanger (2008) y Olson & Stark (2002) para la determinación de la determinación de las resistencias de corte no drenado residual remoldeada y licuada respectivamente.
- Otra consideración para tener en la evaluación del s_u/σ'_v , es la variabilidad de los resultados obtenidos mediante el análisis a partir de los ensayos CPTu, por lo que una evaluación estadística conservadora debe ser considerada, como lo es el caso de percentil 20 (e.g. Robertson, 2017).
- La evaluación del índice de fragilidad mediante ensayos CPTu, se logró de manera satisfactoria mediante la propuesta de Sadrekarimi (2014) la cual si bien es una expresión que solo considera los efectos de la presión de punta normalizada, logra capturar de una buena manera el comportamiento del suelo a través del índice de fragilidad del relave, obteniéndose una desviación de su evaluación (mediana) como máximo el 2% para los casos evaluados y una variabilidad más acotada frente a las otras expresiones, en particular para los materiales más finos o cohesivo.
- Es importante considerar un análisis específico para los materiales prospectados haciendo la distinción por sobre el nivel freático y bajo el nivel freático, lo anterior ya que la penetración del cono en una zona no saturada pudiese no detectar la dilatancia del material producto de la compresibilidad del aire, en consecuencia, sin pérdida de resistencia ante la penetración no drenada.
- En una matriz de suelo parcialmente saturada, al no haber pérdida de resistencia ante una penetración de cono no drenada, e inclusive un aumento de la resistencia producto de la succión a la que se encuentra afecta la matriz de suelo, puede provocar un aumento en la medición de la resistencia a la penetración de punta (q_c) pudiéndose clasificar como una arena densa (dilatante) cuando su comportamiento volumétrico es contractivo. Lo anterior es especialmente delicado en la medida que exista la posibilidad de variación del nivel freático producto de la operación de un depósito minero o escorrentías externas.

Cabe destacar que todas las expresiones antes evaluadas no deben ser analizadas de manera individual, por el contrario, deben ser analizadas dentro del marco de un análisis íntegro que considere la demanda o sollicitación de la estructura, considerando su geometría, caracterización y definición de las distintas unidades geotécnicas, etc. según se plantea en la metodología de análisis del capítulo 6.

Finalmente, se puede mencionar que existe una brecha de estudios en ensayos CPTu no saturados, por lo que las distintas expresiones comúnmente se centran a partir de estudios analíticos y/o semiempíricos realizados en condiciones saturadas. Lo anterior, debido a la complejidad que los suelos no saturados presentan versus los suelos secos y saturados, ya que por su condición de estado límite del suelo, facilita su compresión y comparación de fenómenos particulares e.g. respuesta sísmica. Por lo anterior, la

diferencia en el desarrollo del estudio e investigación de los suelos secos y saturados es mucho más avanzada que el nivel de desarrollo de los suelos no saturados. Sin embargo, debido al creciente desarrollo en las tecnologías de depositación de relaves no convencionales, como por ejemplo relaves espesados, filtrados y en pasta, es de interés la evaluación de las propiedades de los suelos saturados bajo una condición de saturación inferior a la unidad, especialmente en etapas de cierre del depósito. Producto de lo anterior, y debido al alto costo de los ensayos CPTu es que una investigación a partir de ensayos de CPTu parcialmente saturados en cámaras triaxiales es de interés, posibilitando la calibración de modelos y ajuste de expresiones semiempíricas mediante la aplicación de modelamientos bajo la teoría de expansión de cavidad (Cavity Expansion Theory) implementado con el modelo constitutivo Norsand.

Las conclusiones antes mencionadas fueron realizadas a partir de ensayos realizados dentro del marco de la puesta en marcha del proyecto FONDEQUIP 180170, por lo que los ensayos presentados pueden presentar desviaciones respecto de la ejecución de los ensayos, como lo es el caso de la pérdida de verticalidad, desaturación del piezocerámico, variación en la velocidad de penetración, etc. Otra fuente de error puede deberse a la lejanía de las prospecciones realizada y la estratificación del relave, en particular las asociadas al depósito Nro. 1, que pudiesen afectar los resultados comparativos.

CAPÍTULO X

Referencias

- Agüero, G. 1929. *Formation of Tailings Deposits in El Teniente Mine*. Anales del Instituto de Ingenieros de Chile: 164 - 187.
- ASTM. 2011. D2487-11 *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*. Las Vegas, Nevada: ASTM International.
- ASTM. 2007. D6528-07 *Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Cohesive Soils*. In Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM. 2020. D5778-20 *Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*. In Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM. 2019. D7400/D7400M-19 *Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing*. In Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Baldi, G. B., Jamiolkowski, M., & Lo Presti, D. 1989. *Modulus of sands from CPTs and DMTs*. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (pág. 165). Rio de Janeiro: Balkema Pub.
- Been, K. and Jefferies, M.G. 1985. *A state parameter for sands*. Géotechnique, 35(2), 99–112.
- Been, K. and Jefferies, M.G. 1986. *A state parameter for sands: Reply to Discussion*. Géotechnique, 36(1), 123–132.
- Been, K. and Jefferies, M.G. 1992. *Towards systematic CPT interpretation*. In Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, Oxford, U.K., pp. 121–134. London, U.K.: Thomas Telford.
- Been, K. and Jefferies, M.G. (2004) *Stress dilatancy in very loose sand*. Canadian Geotechnical Journal, 41(1), 972–989.
- Been, K., Jefferies, M.G. and Hachey, J.E. (1991) *The critical state of sands*. Géotechnique, 41(3), 365–381.
- Been, K., Jefferies, M.G. and Hachey, J.E. (1992) *The critical state of sands: Reply to Discussion*. Géotechnique, 42(4), 655–663.
- Been, K., Jefferies, M.G., Crooks, J.H.A. and Rothenberg, L. (1987) *The cone penetration test in sands: Part II, General inference of state*. Géotechnique, 37(3), 285–299.
- Begemann, H.K.S. 1965. *The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile*. In Proceedings of the 6th ICSMFE, Montreal, Vol. 2, pp. 17–20.
- Blight, G., 2011. *Mine waste: a brief overview of origins, quantities, and methods of storage*. Waste 77–88.
- Blight, G.E. 2010. *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. CRC Press/Balkema, The Netherlands.
- Boulanger, I. &. 2007. *SPT- and CPT-Based Relationships For The Residual Shear Strangth of Liquefied Soils*.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2006). *Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(11), 1413–1426.
- Boulanger, R. W., and I. M. Idriss. 2016. *CPT-based liquefaction triggering procedure*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 142 (2): 04015065.
- Braja, M. Das. (2010). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. In Datos.

- Bray, J.D., and Sancio, R.B. 2006. *Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(9): 1165–1177.
- Bray, J.D., Sancio, R.B. 2006. *Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(9): 1165–1177.
- Casagrande, A. 1975. *Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review*. In Proceedings of the Fifth Pan–American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Vol. 5, pp. 79–133.
- Castro, G. 1969. *Liquefaction of sands*. PhD Thesis, Harvard University, Cambridge, MA (Harvard Soil Mechanics Series 81).
- Davies, M.P., Dawson, B.D. and Chin, B.G. (1998) *Static liquefaction slump of mine tailings – A case history*. In Proceedings of the 51st Canadian Geotechnical Conference, Edmonton, Canada, Vol. 1, pp. 123–131.
- Dewoolkar, M., Hargy, J., Anderson, I., Alba, P. de, & Olson, S. M. (2016). *Residual and Postliquefaction Strength of a Liquefiable Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 142(2), 04015068.
- Elsworth, Derek, and Dae Sung Lee. 2005. *Permeability Determination from On-the-Fly Piezocone Soundings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, May, 2005, p. 643-653.
- Eslami, A., and Fellenius, B.H. (1997). *Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories*. Canadian Geotechnical Journal, 34(6): 886–904.
- Fourie, A.B. and Papageorgiou, G. 2001. *Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailings*. Canadian Geotechnical Journal, 38(4), 695–706.
- Fourie, A.B., Blight, G.E. and Papageorgiou, G. 2001. *Soil liquefaction as a possible explanation for Merriespruit tailings dam failure*. Canadian Geotechnical Journal, 38(4), 707–719.
- Hryciw, R. V. 1990. *Liquefaction and flow failure during seismic exploration*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116(1)12.
- ICOLD. 2022. *Tailings Dam Safety Bulletin N° 194, Version 1.0*, Paris.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. 2007. *SPT- and CPT-Based Relationships for The Residual Shear Strength of Liquefied Soils*. Earthquake Geotechnical Engineering, 1–22.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. 2007. *SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils*. In Earthquake Geotechnical Engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering – Invited Lectures (ed. K.D. Pitilakis), pp. 1–22. Dordrecht, Netherlands: Springer.
- Idriss, I.M., and Boulanger, R.W. 2008. *Soil liquefaction during earthquakes*. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif., 261 pp.
- International Council on Mining and Metals (ICMM), United Nations Environment Programme, and Principles for Responsible Investment. 2020. *Global Industry Standard on Tailings Management (GISTM)*. St Gallen, Switzerland: Global Tailings Review.
- Ishihara, K. 1984. *Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of the pond deposit*. Proc., Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Rolla, Mo., May 6–11, 3, 1129–1143.
- Ishihara, K., Yasuda, S. and Yoshida, Y. 1990. *Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands*. Soils and Foundations, 30(3), 69–80.
- J., A. (2022). Improved cone penetration test predictions of the state parameter of loose mine tailings.
- Jefferies, M., & Been, K. (2016). *Soil Liquefaction - A Critical State Approach (Second Edi)*.
- Jefferies, M.G. and Davies, M.P. (1991) Soil classification by the cone penetration test: Discussion. Canadian Geotechnical Journal, 28(1), 173–468.
- Jefferies, M.G., and Been, K. 1987. *Use of critical state representations of sand in the method of stress characteristics*. Canadian Geotechnical Journal, 24(3): 441 - 446.
- Jefferies, M.G., and Davies, M.P., 1993. *Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60*. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 16(4): 458-468.
- Kayen, R.E., Mitchell, J.K., Seed, R.B. and Nishio, S. 1998. *Soil liquefaction in the east bay during the earthquake*. Professional Paper 1551-B, U.S. Department of Interior, U.S. Geological Survey.
- Lunne, T., Robertson, P.K., and J.J.M. Powell. 1997. *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional, London.

- Macedo, J., J. Bray, S. Olson, C. Bareither, and C. Arnold. 2020. *TAILENG mine tailings database*. In Proc., Tailings and Mine Waste 2020 Conf. Keystone, Colorado. Vancouver, BC, Canada: Univ. of British Columbia.
- Marcuson, W. F., Hynes, M. E., & Franklin, A. G. 1990. *Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments*. Earthquake Spectra, 6(3), 529–572.
- Mayne, P.W. 2014. *Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests*. In Proceedings of 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT14, Las Vegas, Nevada, Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Mayne, P.W. 2009. Engineering design using the cone penetration test: geotechnical applications guide. ConeTec Investigation Inc., 165 pp.
- Ministerio de Obras Públicas. 2022. *Manual de Carreteras Vol. 3 - Instrucciones y Criterios de Diseño*.
- Morgenstern, N.R., Vick, S.G., Viotti, C.B., and Watts, B.D. 2016. *Report in the immediate causes of the failure of the Fundão Dam*. Fundão Tailings Dam Review Panel.
- Nueva Pudahuel S.A. 2010. *Regularización de Cierres de Faenas Mineras*.
- Olsen, R.S. 1984. *Liquefaction analysis using the cone penetrometer test (CPT)*. In Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. III, Prentice-Hall Inc., Englewoods Cliffs, N.J., pp. 247–254.
- Olson, S. M., & Stark, T. 2003. *Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(8), 727–737.
- Olson, S. M., and Stark, T. D. 2002. *Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories*. Can. Geotech. J., 39, 629–647.
- Olson, S.M. 2001. *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Champaign, IL.
- Olson, S.M., and Stark, T.D. 2003. *Use of laboratory data to confirm yield and liquefied strength ratio concepts*. Canadian Geotechnical Journal, 40(6): 1164-1184.
- Plewes, H.D., Davies, M.P. and Jefferies, M.G. 1992. *CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility*. In Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference, Toronto, Canada.
- Reid, D. 2012. *Update on the Plewes method for liquefaction screening*. In Proceedings, Tailings and Mine Waste 2012, Keystone, CO, pp. 337–345.
- Reid, D., Fanni, R., Koh, K., and Orea, I. 2018. *Characterisation of a subaqueously deposited silt iron ore tailings*. Geotechnique Letters, 8: 278 - 283.
- Robertson P.K. 2016. *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update*. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910–1927.
- Robertson, P. K. 2010. *Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT*. Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, 10(1985), 2–43.
- Robertson, P.K. 1990. *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, 27(1), 151–158.
- Robertson, P.K. 2008. *Discussion: Liquefaction potential of silts from CPTu*. Canadian Geotechnical Journal, 45(1), 140–141.
- Robertson, P.K. 2009. *Interpretation of cone penetration tests – a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal, 46(11): 1337–1355.
- Robertson, P.K. 2010. *Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 136(6), 842–853.
- Robertson, P.K. 2012. *Evaluating flow (static) liquefaction using the CPT: An update*. In Proceedings, Tailings and Mine Waste '12, Keystone, CO, 14–17 October 2012.
- Robertson, P.K. 2015. *Comparing CPT and Vs liquefaction triggering methods*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 141(9): 842–853.
- Robertson, P.K. and Campanella, R.G. 1983. *Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand*. Canadian Geotechnical Journal, 20(4), 718–733.
- Robertson, P.K. and Campanella, R.G. 1985. *Liquefaction potential of sands using the cone penetration test*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 22(GT3), 298–307.
- Robertson, P.K. and Wride, C.E. 1998. *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, 35(3), 442–459.

- Robertson, P.K., de Melo, L., Williams, D.J., and Wilson, G.W. 2019. *Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão dam I*.
- Robertson, P.K., Woeller, D.J., and Finn, W.D.L. 1992. *Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential under Cyclic Loading*. Canadian Geotechnical Journal, 29(4): 686-695.
- Robertson, P.K., Wride, (Fear), C.E., List, B.R., Atukorala, U., Biggar, K.W., Byrne, P.M., Campanella, R.G., Cathro, D.C., Chan, D.H., Czajewski, K., Finn, W.D.L., Gu, W.H., Hammamji, Y., Hofmann, B.A., Howie, J.A., Hughes, J., Imrie, A.S., Konrad, J.-M., Küpper, A., Law, T., Lord, E.R.F., Monahan, P.A., Morgenstern, N.R., Phillips, R., Piché, R., Plewes, H.D., Scott, D., Segó, D.C., Sobkowicz, J., Stewart, R.A., Watts, B.D., Woeller, D.J., Youd, T.L., and Zavodni, Z. 2000. *The CANLEX project: summary and conclusions*. Canadian Geotechnical Journal, 37(3): 563-591.
- Robertson, P.K., 2010. *Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTu*, Paper 2-51, Proceedings of 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, May 9-11, Huntington Beach, CA.
- Robertson, P.K. 2010. Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test.
- Robertson, P.K. 2017. *Evaluation of Flow Liquefaction: influence of high stresses*. Canadian Geotechnical Journal, 29(4): 686-695
- Robertson, P. 2021. *Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: An update*. Can. Geotech. J. 59 (4):620-624.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., and Greig, J. 1986. *Use of piezometer cone data*. In *In-Situ '86 Use of In-situ testing*. Geotechnical Engineering, GSP 6, ASCE, Reston, Va., Specialty Publication, SM 92, pp. 1263-1280.
- Schnaid, F., Bedin, J., Viana da Fonseca, A.J.P., and de Moura Costa Filho, L. 2013. *Stiffness and strength governing the static liquefaction of tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 139(12): 2136 - 2144.
- Schneider, J.A., and Lehane, B.M. 2010. *Evaluation of cone penetration testing from a calcareous sand dune*. In Proceedings International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, Calif., paper 2-28.
- Schneider, J.A., Randolph, M.F., Mayne, P.W., and Ramsey, N.R. 2008. *Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 134(11): 1569-1586.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., & Arango, I. 1983. *Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data*. Journal of Geotechnical Engineering, 109(3), 458-482.
- SERNAGEOMIN. 2022. *Análisis del Catastro de Depósitos de Relaves en Chile y guía de estructura de datos*. Ministerio de Minería de Chile.
- Shuttle, D.A. and Cunning, J. 2007. *Liquefaction potential of silts from CPTu*. Canadian Geotechnical Journal, 44(1), 1-19.
- Shuttle, D.A. and Cunning, J. 2008. *Reply to discussion: Liquefaction potential of silts from CPTu*. Canadian Geotechnical Journal, 45(1), 142-145.
- Shuttle, D., and M. Jefferies. 2016. *Determining silt state from CPTu*. Geotech. Res. 3 (3): 90-118.
- Stark, T., Olson, S.M., Kramer, S.L., and Youd, T.L. *Shear strength of liquefied soils*. In Workshop on Post-Liquefaction Shear Strength of Granular Soils. University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 17-18 April 1997. National Science Foundation. p. 288.
- Stark, T.D. and Olson, S.M. 1995. *Liquefaction resistance using CPT and field case histories*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(12), 856-869.
- Vaid, Y.P., and Sivathayalan, S. 1996. *Static and cyclic liquefaction potential of Fraser River delta sand in simple shear and triaxial tests*. Canadian Geotechnical Journal, 33(2): 281-289.
- Verdugo, R. 1992. *The critical state of sands: Discussion*. Géotechnique, 42(4), 655-663.
- Wride, C.E., McRoberts, E.C. and Robertson, P.K. (1999) *Reconsideration of case histories for estimating undrained shear strength in sandy soils*. Canadian Geotechnical Journal, 36(5), 907-933.
- Yang, J. 2002. *Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand*. Géotechnique 52 (10): 757-760.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, Ronald D., Arango, Ignacio, Castro, Gonzalo, Christian, John T., Dobry, Richardo, Finn, W. D.Liam, Harder, Leslie F., Hynes, Mary Ellen, Ishihara, Kenji, Koester, Joseph P., Liao, Sam S.C., Marcuson, William F., Martin, Geoffrey R., Mitchell, James K., Moriwaki, Yoshiharu, Power, Maurice S., Robertson, Peter K., Seed, Raymond B., Stokoe, Kenneth

H. (2001). *Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 127(10): 817-833. 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817).

CAPÍTULO XI

Anexos

11.1 Geofísica FONDEF IT20I0016, 2022

11.2 Perfiles de penetración de CPTu

11.2.1 Depósito Nro. 1

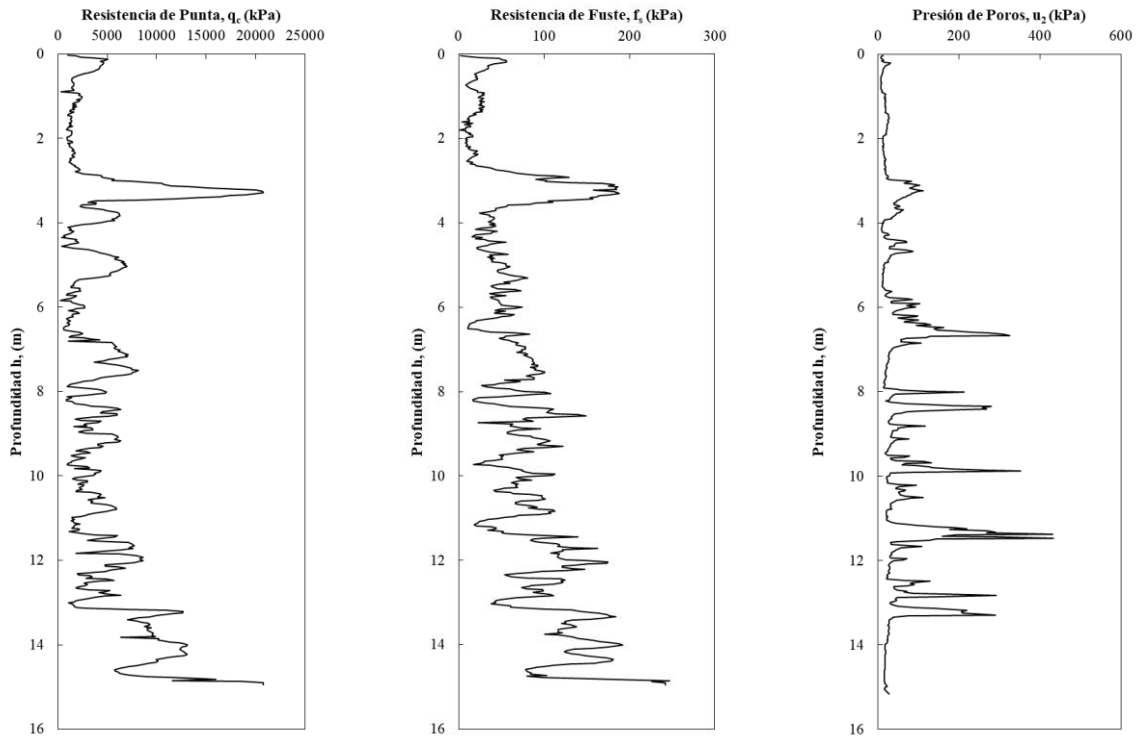


Figura 11-1: Ensayos CPTu en ubicación P4 del depósito Nro. 1.

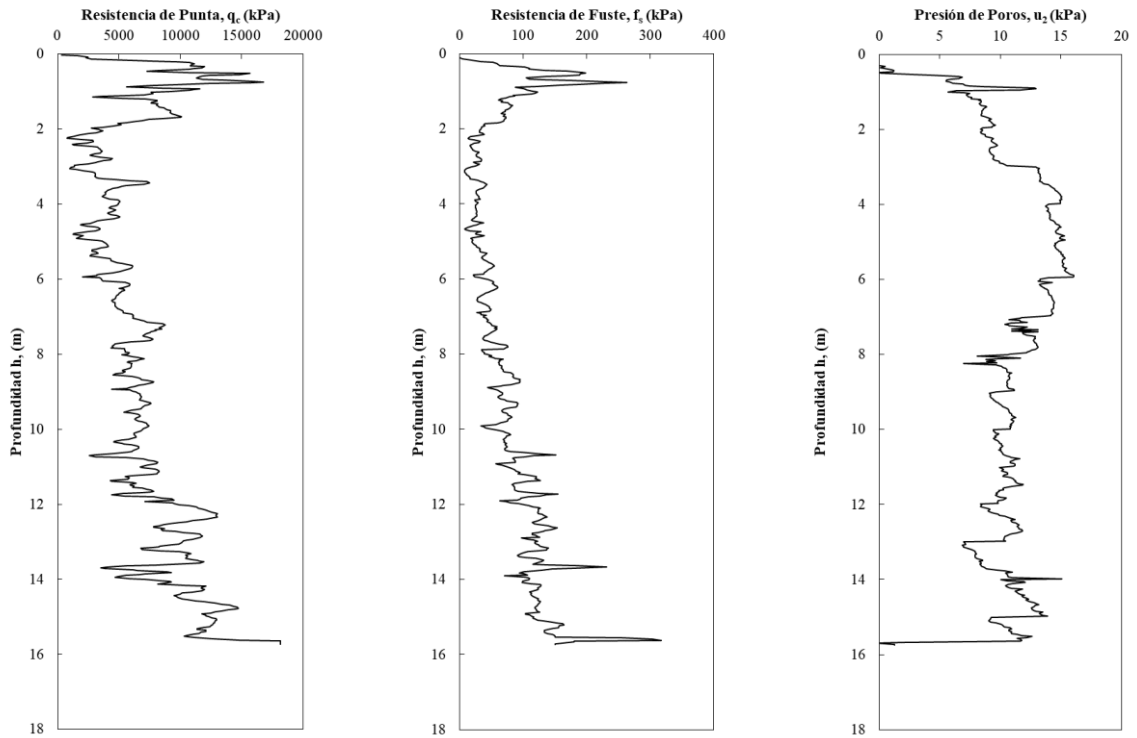


Figura 11-2: Ensayos CPTu en ubicación P5 del depósito Nro. 1.

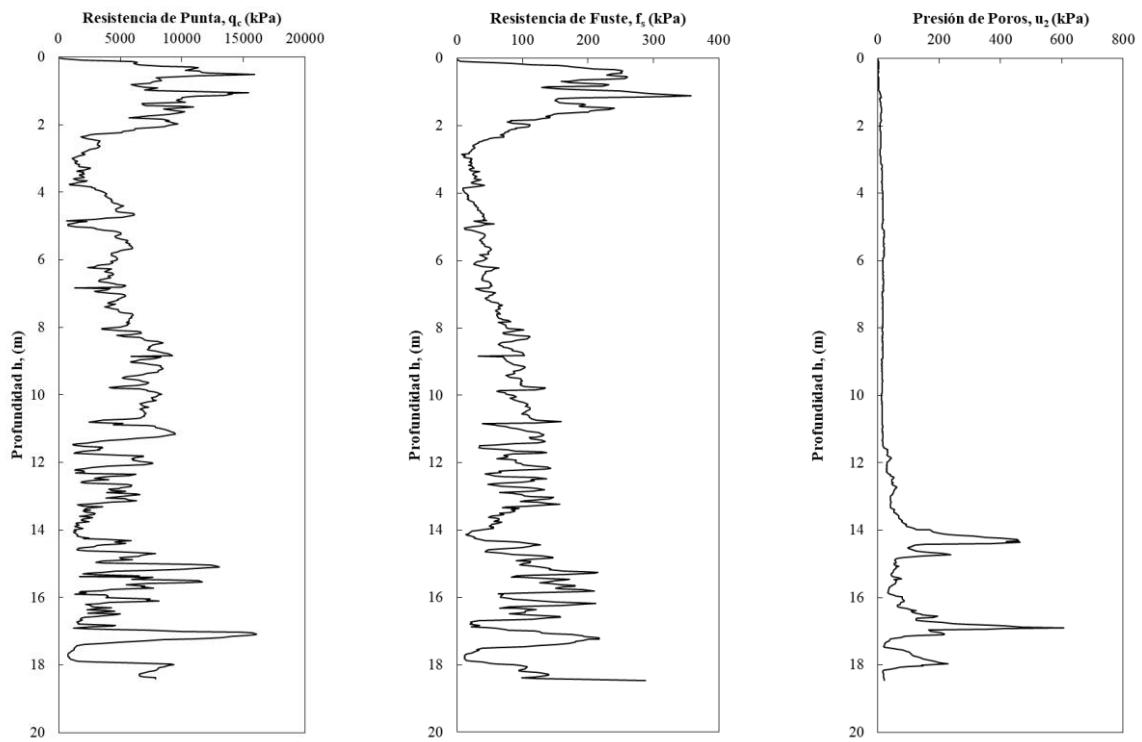


Figura 11-3: Ensayos CPTu en ubicación P13 del depósito Nro. 1.

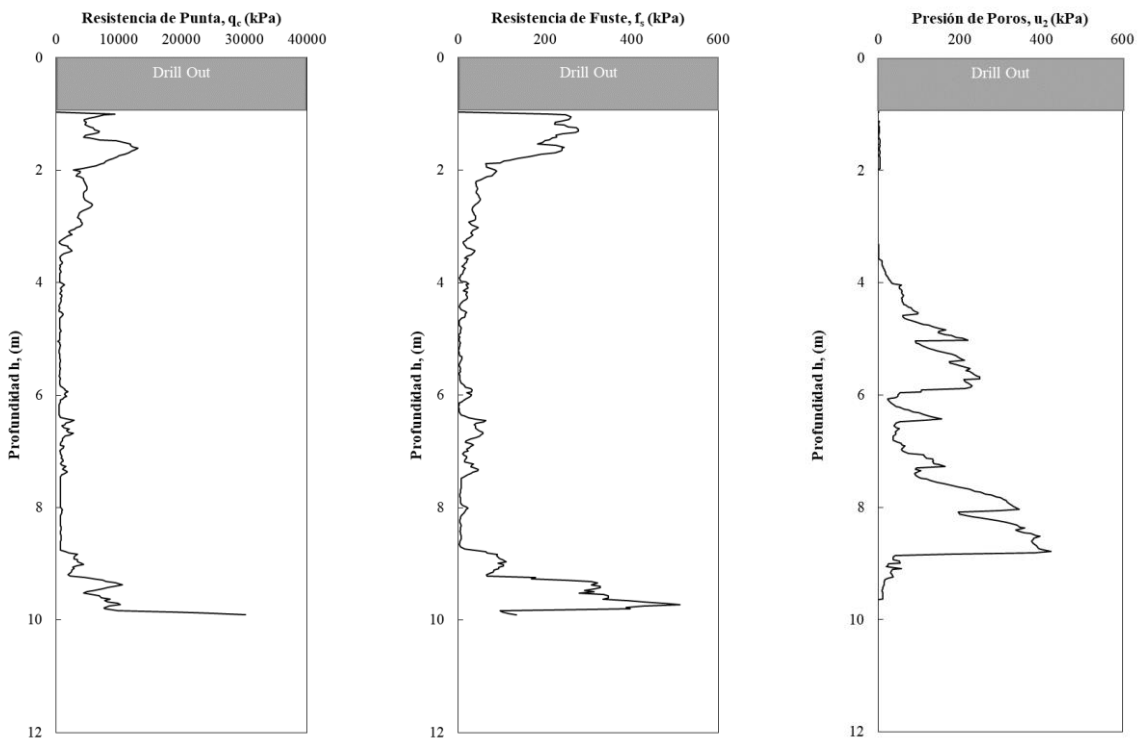


Figura 11-4: Ensayos CPTu en ubicación P31 del depósito Nro. 1.

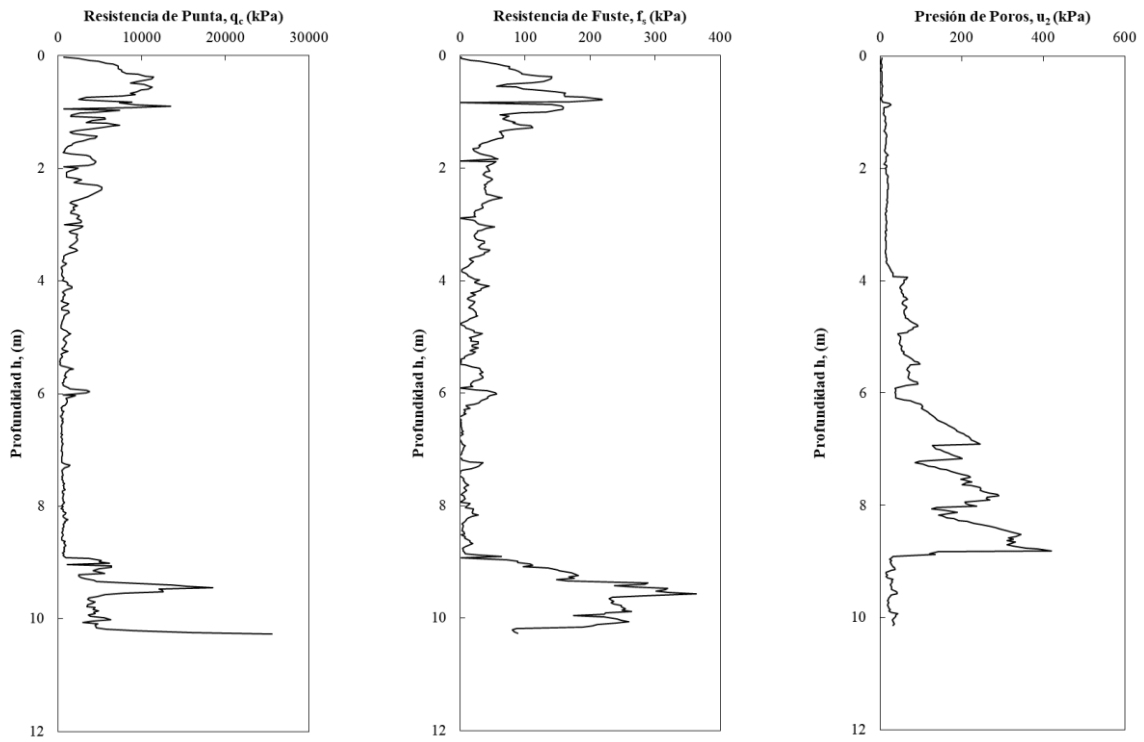


Figura 11-5: Ensayos CPTu en ubicación P32 del depósito Nro. 1.

11.2.2 Depósito Nro. 2

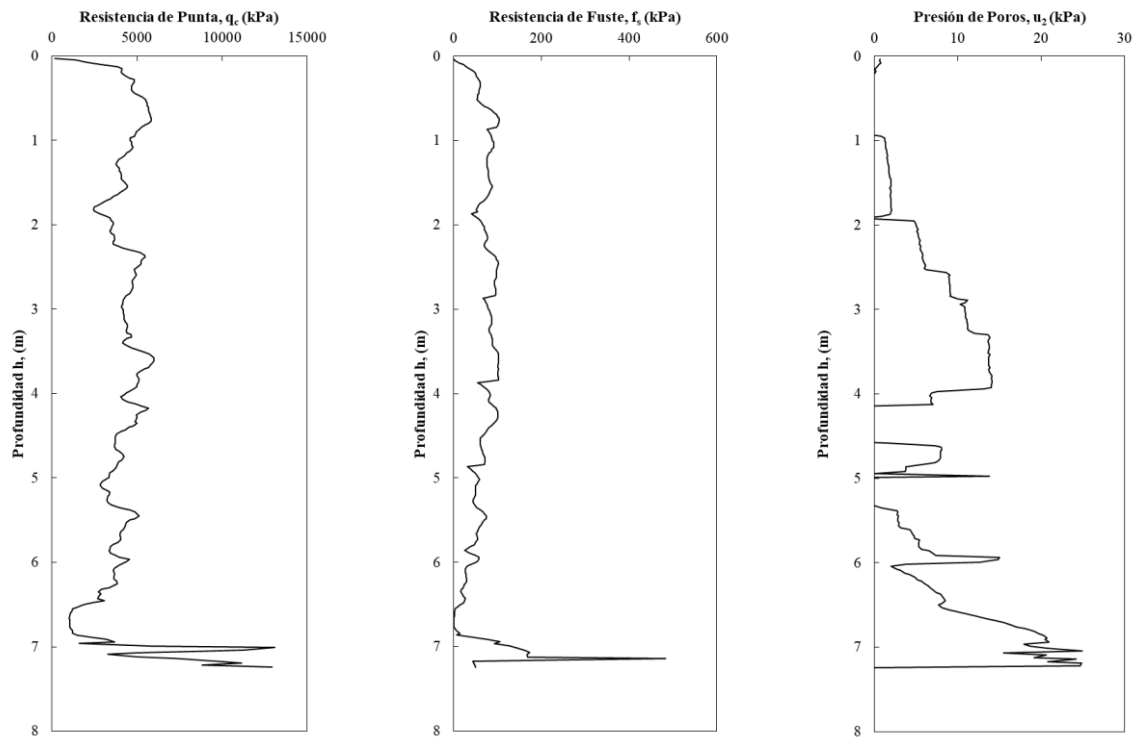


Figura 11-6: Ensayos CPTu en ubicación Z8 del depósito Nro. 2.

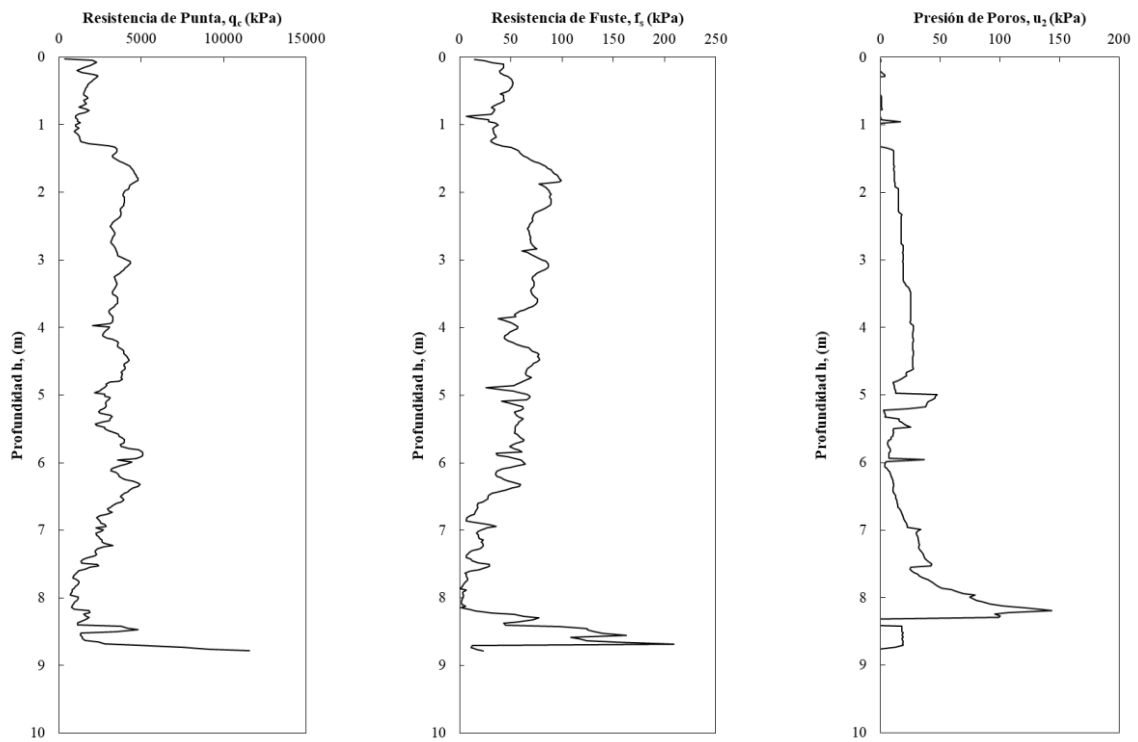


Figura 11-7: Ensayos CPTu en ubicación Z10 del depósito Nro. 2.

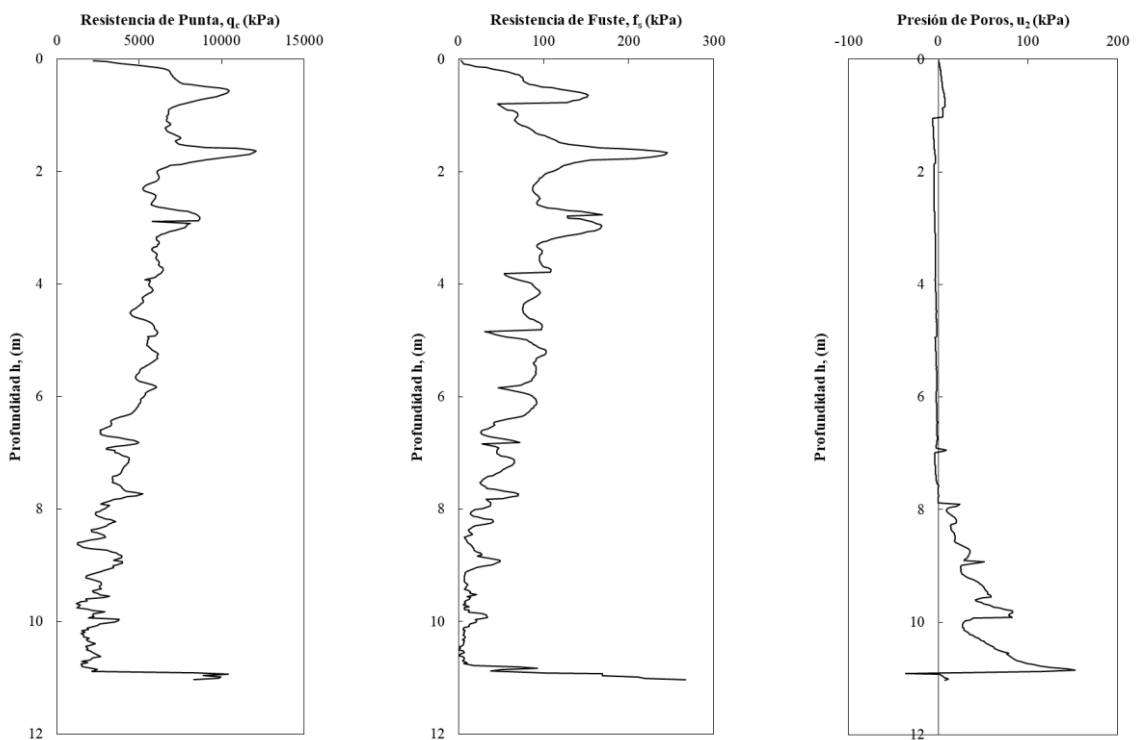


Figura 11-8: Ensayos CPTu en ubicación Z15 del depósito Nro. 2.

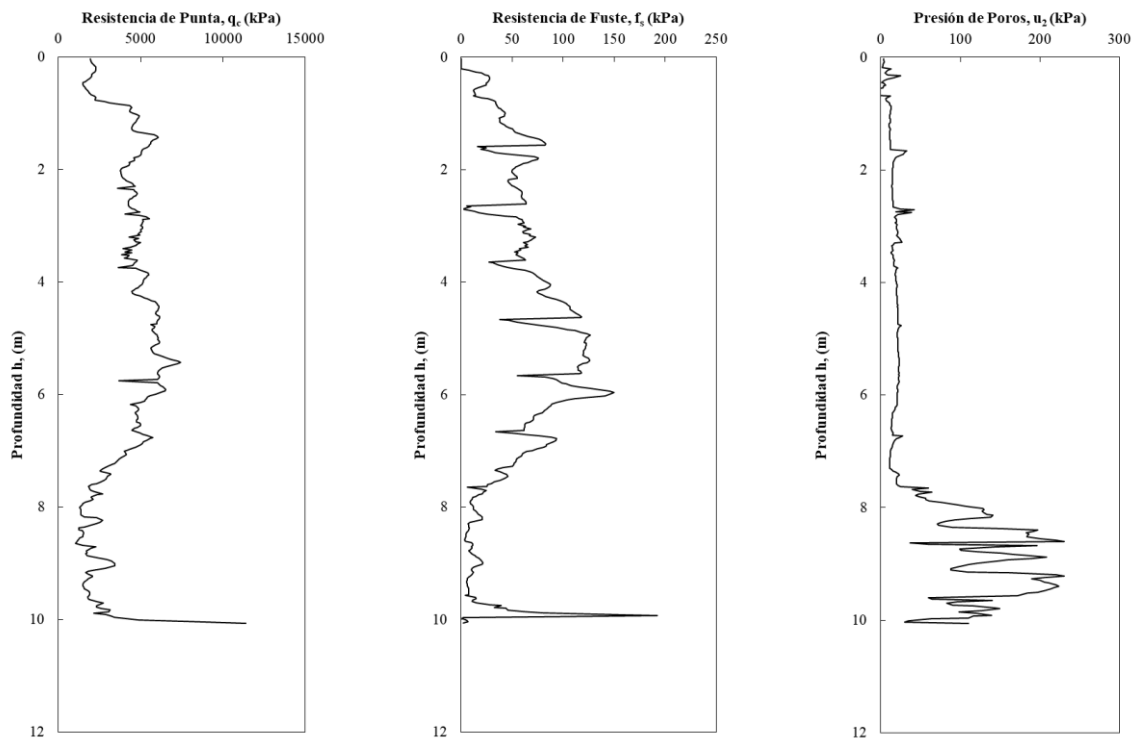


Figura 11-9: Ensayos CPTu en ubicación Z17 del depósito Nro. 2.

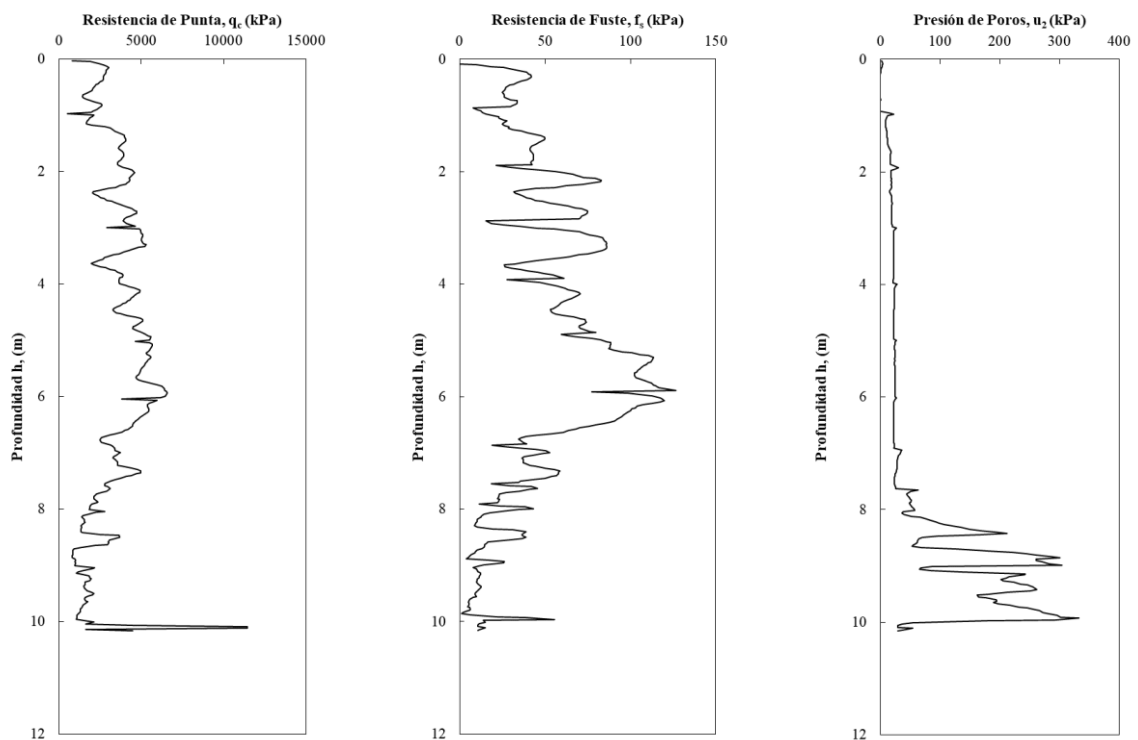


Figura 11-10: Ensayos CPTu en ubicación Z20 del depósito Nro. 2.

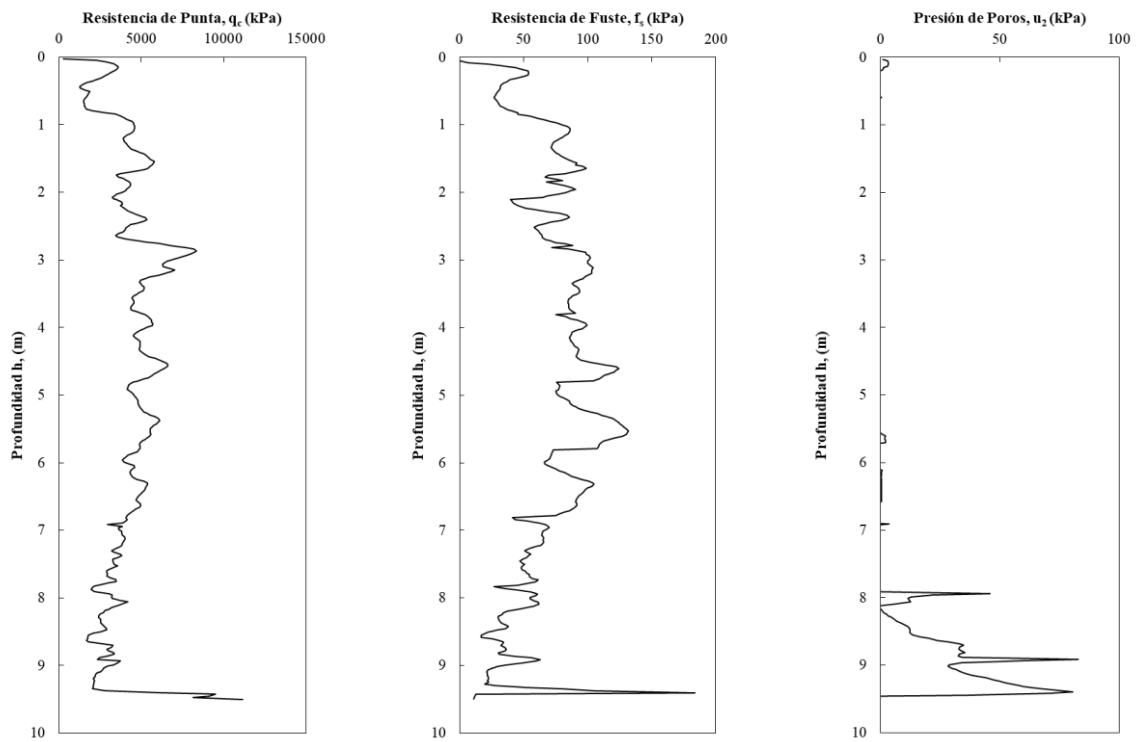


Figura 11-11: Ensayos CPTu en ubicación Z23 del depósito Nro. 2.

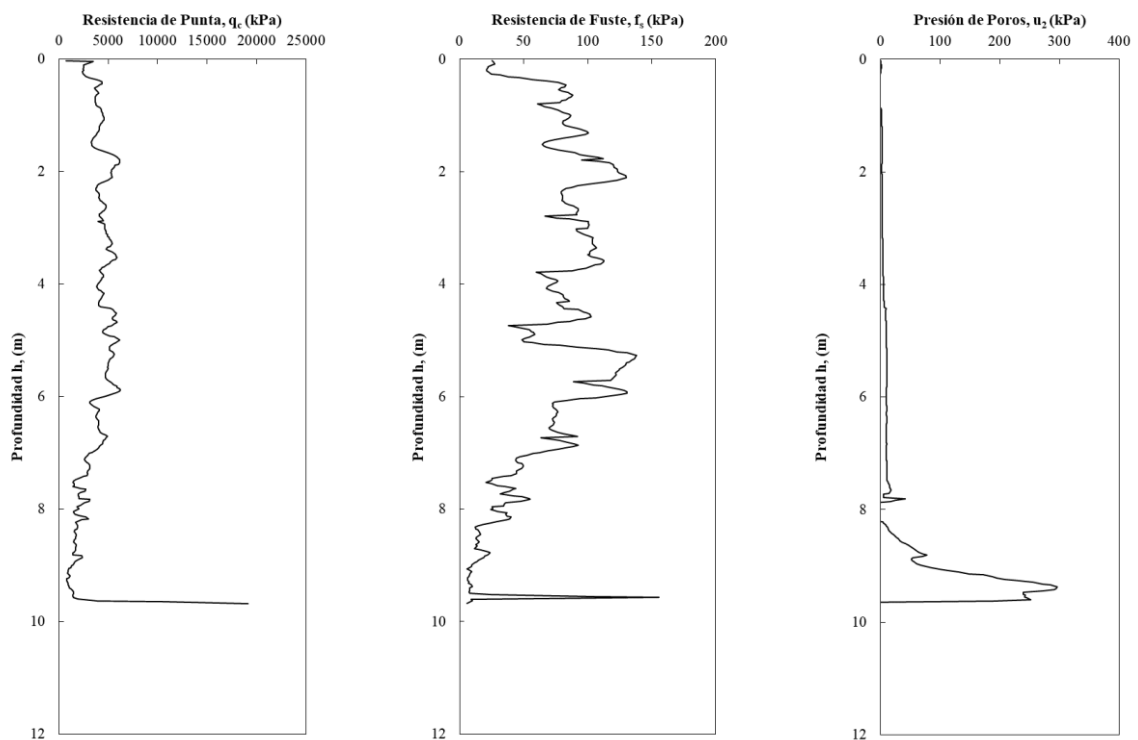


Figura 11-12: Ensayos CPTu en ubicación Z25 del depósito Nro. 2.

11.3 Determinación del Estado Crítico en Laboratorio

11.3.1 Generalidades

Como ya se trató en capítulos anteriores, la relevancia de la determinación del parámetro de estado de modo de identificar la respuesta contractiva/dilatante de los suelos, además de determinar la resistencia residual no drenada de los suelos es trascendental en la evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción. Es por ello, que, para su correcta estimación, es necesaria la determinación del estado crítico de los suelos, donde En particular, la línea de estado crítico (CSL) se determina comúnmente en el laboratorio mediante pruebas triaxiales. Los caminos seguidos durante las pruebas convencionales isotrópicamente consolidadas sin drenaje (CIU) e isotrópicamente consolidadas con drenaje (CID) se muestran en un diagrama de estado en la Figura 11-13 para condiciones inicialmente sueltas y densas.

La muestra suelta que se muestra en la Figura 11-13 con un círculo sólido tiene un parámetro de estado inicial positivo. Cuando se somete a un ensayo de corte no drenado, la tendencia de la muestra a contraerse dará como resultado presiones intersticiales positivas y una disminución de la tensión efectiva media. Las condiciones sin drenaje restringen el cambio de volumen, lo que resulta en un desplazamiento horizontal de la gráfica de estado hacia el CSL (camino A en la Figura 11-13). Cuando se somete a un ensayo de corte drenado, la muestra tenderá a disminuir su volumen, lo que dará como resultado una reducción en la relación de vacíos acompañada de un aumento en la tensión efectiva media con el aumento de la carga desviadora, lo que dará como resultado un desplazamiento hacia la parte inferior derecha en un gráfico de estado (ruta B en la Figura 11-13). El comportamiento de una muestra densa con un parámetro de estado inicial negativo también se ilustra en la Figura B.1 para pruebas comunes de CID y CIU con rutas C y D, respectivamente.

Por otro lado, evidencia experimental presentada por Desrues (1996), utilizando tomografía computarizada, indica que la relación de vacíos dentro de la zona de corte (denominada relación de vacíos local tiende hacia el estado crítico. Esta relación de vacío local es mayor que el promedio global medido convencionalmente en el laboratorio utilizando el volumen de la muestra de prueba. La consecuencia práctica de este comportamiento se ilustra en la Figura 11-13, con el camino C, que traza una relación de vacíos promedio global que indica que el CSL determinado usando muestras sueltas no se alcanza con suelos densos.

En cuanto a las muestras sueltas, estas no forman planos de corte y no tienen la tendencia a la falla localizada, que es normal en arenas densas (dilatantes). Las pruebas sin drenaje son más convenientes y siempre deben ser el punto de partida por la razón práctica de que las deformaciones requeridas para alcanzar el estado crítico están dentro de los límites del equipo triaxial para muestras sueltas, donde pequeñas deformaciones resultan en grandes cambios de presión intersticial y, por lo tanto, las muestras no drenadas pueden cambiar de estado, es decir, pasar al estado crítico, con relativa rapidez.

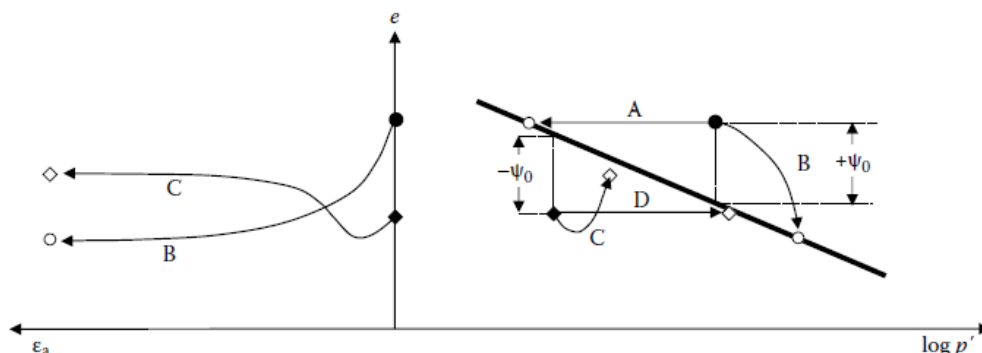


Figura 11-13: Trayectoria de tensiones para ensayos CID y CIU. Fuente: Jefferies y Been, 2016.

No obstante, el método preferido para determinar la CSL es una serie de pruebas de compresión triaxial en muestras sueltas, generalmente notablemente más sueltas que el estado crítico. El número de pruebas necesarias depende de varios factores, incluida la cantidad de material disponible y, en general, de las restricciones presupuestarias y de programación. El rango de presiones de confinamiento también

dependerá del problema en cuestión. Para los estudios de licuefacción, el interés se concentra generalmente a cotas poco profundas y, por lo tanto, presiones de confinamiento relativamente bajas, sin embargo, otros proyectos pueden estar interesados en determinar el comportamiento a grandes esfuerzos, como las presiones debajo de un muro de depósito de relave.

El rango de tensiones de ensayo y el número de estos, se debe evaluar caso por caso. Sin embargo, un buen punto de partida, y uno de uso común, es realizar tres ensayos sueltos en condiciones no drenadas (CIU) a presiones iniciales de confinamiento de 100, 200 y 400 [kPa], y un ensayo con muestra suelta drenada (CID) a una presión inicial de aproximadamente 400 [kPa] (Been y Olivera, 2016). Esta selección de condiciones de prueba iniciales generalmente proporcionará una definición de CSL en el rango de 10 a 700 [kPa], que es común en muchos problemas de ingeniería geotécnica. Se pueden realizar pruebas adicionales para refinar la CSL, expandir el rango de parámetros de estado inicial o expandir el rango de esfuerzos según sea necesario.

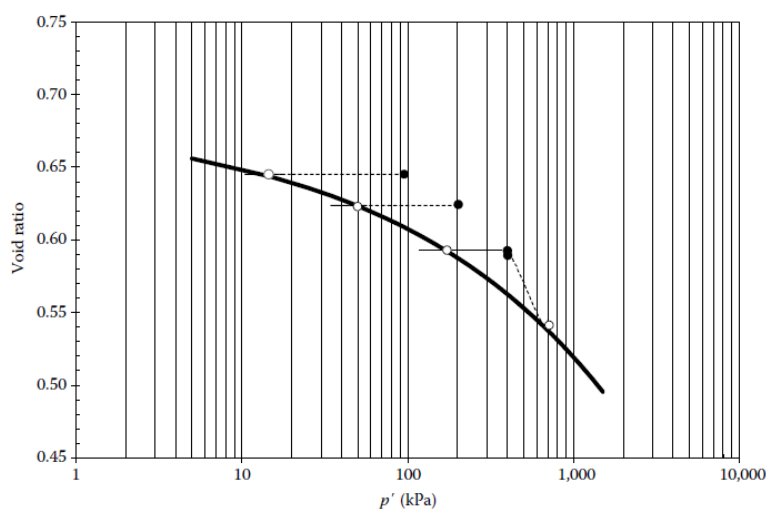


Figura 11-14: Modelo de trayectoria de tensiones propuestos para la determinación de la CSL. Fuente: Jefferies y Been, 2016.

El éxito de las pruebas de CSL depende de que ciertos detalles de las pruebas triaxiales sean correctos:

- Las probetas deben prepararse en un estado suelto uniforme con un índice de vacíos predeterminado.
- Al reconstituir muestras, el suelo debe mezclarse completamente en el valor predeterminado contenido de agua.
- Las muestras deben estar completamente saturadas ($B > 0.97$).
- La relación de vacíos debe conocerse con precisión (con una precisión de $\pm 0,003$).
- El sistema de medición debe ser capaz de medir tensiones bajas y presiones intersticiales a un ritmo alto con muy poca conformidad del sistema (una muestra licuada puede tener un esfuerzo efectiva medio de aproximadamente 1 [kPa], derivada como la diferencia entre una tensión total medida tensión de 300 kPa y presión intersticial de 299 kPa).

11.3.2 Consideraciones

11.3.2.1 Caps

Para las pruebas de arena, los platos finales lubricados son esenciales para reducir la influencia de la restricción del plato en las tensiones en la muestra y en la falta de uniformidad de las deformaciones (Rowe y Barden, 1964). También se recomienda el uso de platos agrandados, ya que las muestras dilatadas pueden expandir su volumen radialmente más allá del diámetro inicial de la muestra.

Un sistema simple se ilustra en la Figura 11-15, donde el extremo lubricado consta de dos discos de membrana de látex triaxial estándar, con una fina capa de grasa de silicona intercalada entre ellos. Idealmente, los platos deberían tener un diámetro unos 5 [mm] mayor que la muestra para permitir

deformaciones radiales uniformes en los extremos de la muestra. Naturalmente, los discos lubricantes significan que no se puede usar una piedra porosa de tamaño completo, pero esto no es un problema ya que las arenas son relativamente permeables. Una piedra porosa de 30 [mm] de diámetro en el centro de una muestra de 71 [mm] es bastante adecuada y debe insertarse en la platina o cap como se ilustra.

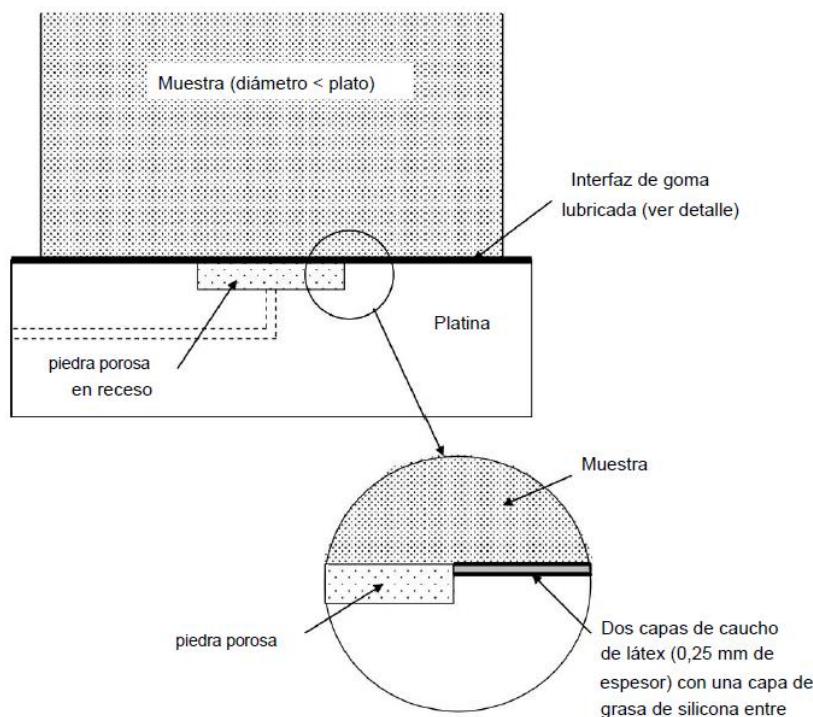


Figura 11-15: Lubricación de caps para ensayos triaxiales en arenas. Fuente: Modificado de Jefferies y Been, 2016.

11.3.2.2 Preparación de la muestra

La preparación de muestras ha preocupado mucho a los probadores de arenas de laboratorio durante muchos años. Gran parte de la preocupación con la preparación de las muestras ha sido su efecto sobre el comportamiento de la muestra durante la prueba. Ladd (1977), por ejemplo, dejó este punto muy claro para la resistencia cíclica en pruebas triaxiales (Figura 11-16). Desde entonces, se ha demostrado que la licuefacción bajo carga monótona se ve marcadamente afectada por la estructura del suelo y la ruta de tensión hacia la falla. Esto se debe a que el método de preparación de la muestra determina la estructura o tejido de la arena. Sin embargo, para la determinación de CSL, esto no es una preocupación importante. El estado crítico se alcanza solo después de que la estructura inicial ha sido destruida y la muestra alcanza una disposición de partículas muy diferente a grandes deformaciones. Por lo tanto, la principal preocupación para la preparación de muestras en las pruebas de CSL es que se obtengan muestras uniformes en proporciones de vacíos predeterminadas.

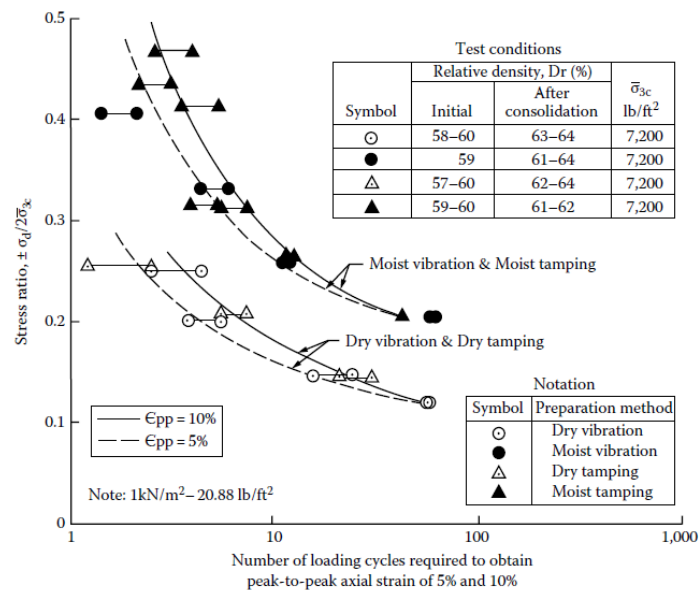


Figura 11-16: Efecto de la preparación de la muestra en la resistencia cíclica de muestras de arenas.

Fuente: Jefferies y Been, 2016.

Algunas técnicas de preparación de muestras se tratan a continuación:

i. Método de apisonamiento húmedo (Moist Tamping Method)

El apisonamiento húmedo (Figura 11-17) utiliza un contenido de humedad de aproximadamente el 5%, lo que da como resultado fuerzas capilares entre los granos de arena y permite la conformación a bajas densidades de la arena que no se pueden lograr con muestras mojadas o secas. El esfuerzo efectivo inducido en la muestra por las fuerzas capilares también ayuda a mantener la forma de la muestra una vez que se retira el molde partido. La muestra se prepara en seis (o más) capas todas a igual densidad.

ii. Pluviación húmeda (Wet Pluviation)

Sin embargo, el apisonamiento húmedo da como resultado una muestra de fabricación o estructura diferente a la que se obtendría en la naturaleza y, por lo tanto, es de preferencia utilizar la técnica de pluviación (Figura 11-17). No obstante, la afirmación de que la pluviación húmeda coincide con las condiciones in situ es actualmente solo una especulación. Sin embargo, la pluviación húmeda es una técnica útil de preparación de muestras cuando se requieren muestras sin consolidación previa debido a esfuerzos capilares, o muestras con una fabricación diferente al apisonado húmedo (Moist Tamping).

iii. Depositación en condición de lechada (Slurry)

El método de deposición de lechada fue desarrollado por Kurbis y Vaid (1988) principalmente para superar el problema de la segregación de partículas en muestras de arena limosa o mal graduadas. Primero los finos de limo o arcilla deben separarse de la arena. Las fracciones gruesa y fina se mezclan luego con agua y se hierven para desairear las mezclas.

Posteriormente, la muestra se prepara inicialmente en un tubo mezclador con un diámetro ligeramente menor que la muestra final. La mezcla de finos se vierte en el tubo mezclador y los finos se dejan asentar antes de verter la mezcla de arena en el tubo como se describió anteriormente. El tubo, que ahora está lleno de agua, debe cerrarse herméticamente. El fondo del tubo debería haberse sellado inicialmente con un tapón de goma, mientras que la parte superior se cubre con una piedra porosa (desaireada), una placa de metal delgada y una membrana de goma estirada. La piedra porosa finalmente se colocará en el plato inferior de la celda triaxial. A continuación, la muestra se mezcla girando vigorosamente el tubo mezclador durante unos 20 minutos hasta obtener una muestra completamente homogénea.

iv. Pluviación seca (Dry Pluviation)

La pluviación seca (Figura 11-17) es un método confiable y de uso común para lograr una densidad uniforme en arenas limpias. Con un estrecho control de la tasa de deposición y la altura de caída de la arena, se puede lograr con la técnica un rango de densidades (un rango de índice de densidad de alrededor del 30 % al 70 %). Este método de preparación de muestras necesita un equipo más sofisticado que el apisonamiento húmedo o la pluviación húmeda y, por lo tanto, existen varias variantes del método.

El principio de la pluviación seca es que el peso seco correcto de arena está contenido en un embudo del mismo diámetro que el molde de la muestra. Este embudo se coloca directamente encima del molde de muestra. Luego se permite que la arena fluya a través de un difusor, por ejemplo, un tamiz de malla gruesa, hacia el molde. La altura de caída se controla asegurándose de que el difusor esté a una altura constante sobre la superficie de la muestra. La tasa de pluviación está controlada por el tamaño y el número de agujeros en el fondo del embudo.

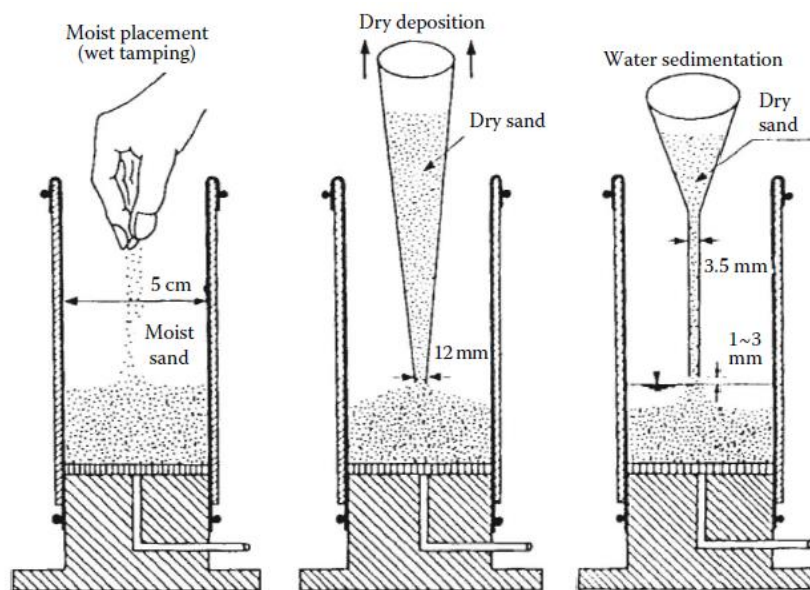


Figura 11-17: Técnicas de preparación de muestras para arenas limpias. Fuente: Ishihara, 1993.

11.3.2.3 Determinación del índice de vacíos final

La medición de la relación de vacíos de las muestras de arena en un ensayo triaxial puede estar sujeta a posibles grandes errores, especialmente para muestras sueltas. Si bien determinar las dimensiones iniciales de la muestra y el secado peso de la muestra es una cuestión relativamente simple, son los cambios de volumen durante la saturación y consolidación de la muestra (efectos de penetración de la membrana), los que pueden conducir a grandes errores si se ignoran.

El volumen final (V_f) se utiliza para calcular la relación de vacíos en el estado crítico y se obtiene del volumen inicial después de la reconstitución de la muestra (V_0). Los cambios de volumen durante el ensayo de una muestra triaxial de manera simplificada corresponden a:

$$V_f = V_0 + \Delta V_T \quad (81)$$

Donde:

ΔV_T Cambio de volumen acumulado durante la saturación, consolidación y corte.

Donde el cambio de volumen total acumulado se puede representar según la ecuación (82) a continuación:

$$\Delta V_T = V_{sat} + (\Delta V_c + \Delta V_m) + \Delta V_s \quad (82)$$

Donde:

- V_{sat} Cambio de volumen durante la saturación;
- ΔV_c Cambio de volumen durante la consolidación producto de la deformación de la probeta;
- ΔV_m Cambio de volumen causado por efectos de penetración de la membrana; y
- ΔV_s Cambio de volumen durante el corte (debería ser cero para ensayos no drenados).

Estos cambios son representados en la Figura 11-18, donde una medición de alta resolución de V_{sat} es de mucha dificultad, debido a que la muestra aún no se encuentra saturada, por lo que medir el cambio de volumen (ya sea saliente o entrante), no es viable. El resto de las magnitudes son normalmente fáciles de estimar a excepción del cambio de volumen causado por efectos de penetración de la membrana (ΔV_m) que será tratado a continuación.

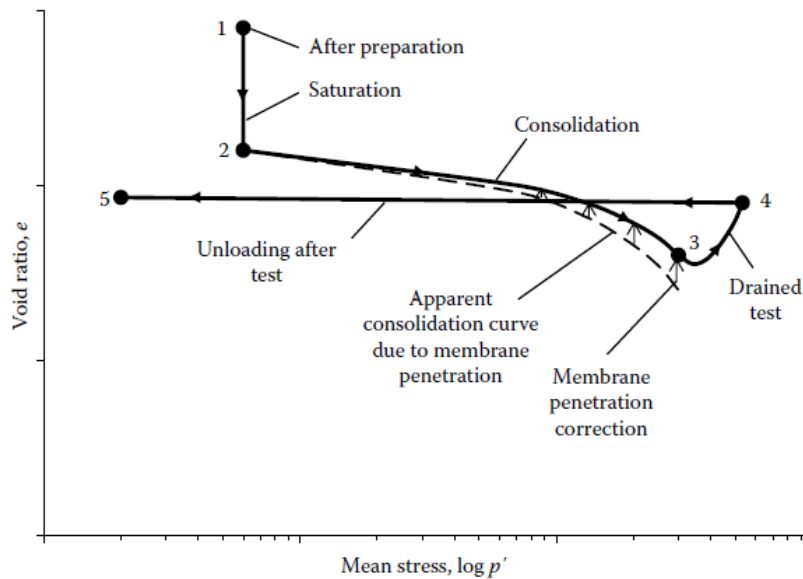


Figura 11-18: Cambios de volumen en una muestra sometida a ensayo triaxial drenado. Fuente: Jefferies y Been, 2016.

Los efectos de la penetración de membrana se provocan principalmente a que cuando se aplica una presión de confinamiento efectiva a una muestra de arena a través de una membrana de latex, la membrana se deforma y es empujada hacia los espacios porosos entre los granos. Este da como resultado la expulsión de parte del agua intersticial de la muestra, sin un cambio aparente en la relación de vacíos de esta, por lo tanto, el cambio de volumen medido durante la consolidación debe corregirse para penetración de la membrana cuando se calcula la relación de vacíos final.

Existen numerosos estudios que son resumidos por Ali et al. (1995), sugiriendo la forma de la ecuación asociada a la penetración de la membrana. A efectos prácticos, la penetración de la membrana se puede cuantificar en términos de una penetración de membrana normalizada según:

$$\epsilon_m = \frac{\Delta V_m}{A_s \log(p'_1/p'_2)} \quad (83)$$

Donde:

- ϵ_m Índice de penetración de membrana normalizado;
- ΔV_m Cambio de volumen debido a la penetración de membrana;
- A_s Área cubierta por la membrana ($2\pi rh$ para una muestra cilíndrica); y
- p'_1, p'_2 Presión neta a través de la membrana, antes y después del cambio de volumen.

Para las arenas, ϵ_m depende principalmente del tamaño del grano, suponiendo que otros factores, como el espesor de la membrana y el módulo sean constantes. La Figura 11-19 resume los datos de ϵ_m para un rango de tamaño medio, D_{50} , de arenas. A partir del valor de ϵ_m , el cambio de volumen asociado con la penetración de membrana se puede calcular para un área de muestra dada y su respectivo cambio en la presión neta. La corrección de la relación de vacíos para la penetración de la membrana viene dada por:

$$\Delta e = (1 + e_0) \frac{\Delta V_m}{V_0} = (1 + e_0) \frac{e_m A_s \log(p'_1/p'_2)}{V_0} \quad (84)$$

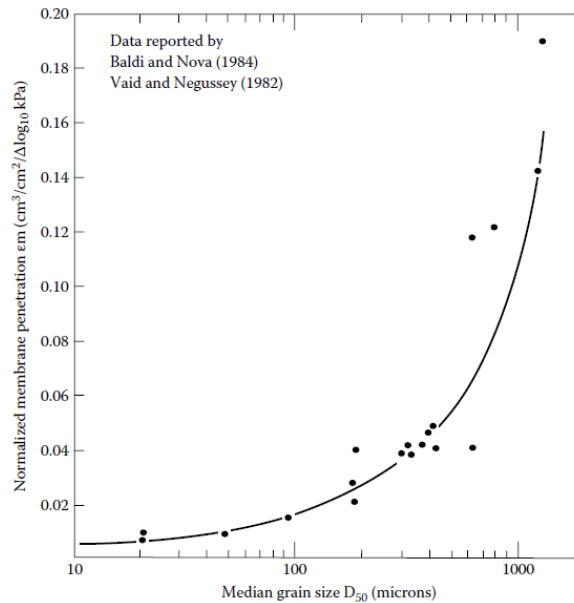


Figura 11-19: Coeficiente de penetración de membrana del tamaño medio de grano, D_{50} . Fuente: Jefferies y Been, 2021.

Debido a que la corrección de la penetración de la membrana depende tanto del tipo de arena como del mismo equipamiento, es recomendable en cada programa de ensayos de laboratorio evalúe la penetración de la membrana directamente. Existen al menos tres métodos para realizar esta estimación de manera relativamente simple:

- Realizar un ensayo de consolidación y rebote isotrópico. Vaid y Negussey (1982) han demostrado que las deformaciones son generalmente isotrópicas durante la parte de rebote del ensayo, y por lo tanto el cambio de volumen debido a la penetración de la membrana se puede calcular aproximadamente a partir de mediciones de la tensión axial y el cambio de volumen total realizado durante el rebote del ensayo.
- Prepare una muestra de arena cilíndrica alrededor de un inserto de acero con un diámetro de unos 6 [mm] menos que la muestra completa. El volumen total de esta muestra de arena cilíndrica delgada (3 [mm] de espesor) es pequeño y, por lo tanto, se puede suponer que el cambio de volumen al descargar y recargar es pequeño, en comparación con la penetración de la membrana. Esta muestra especial luego se consolida de la manera normal en la celda triaxial, pero el cambio de volumen medido se debe completamente a los efectos de penetración de la membrana.
- Prepare una muestra de manera normal, pero reemplace el material fino en la estructura de la muestra por cemento (Ali, 1995). La textura de la superficie de esta muestra representará la muestra real, pero el cambio de volumen con la presión aplicada debe ser insignificante debido a la cementación. Al igual que con el método del inserto de acero, el cambio de volumen durante una prueba de consolidación se atribuye únicamente a la penetración de la membrana.

En cuanto a los métodos para la obtención de índice de vacíos final, además del método geométrico normal descrito claramente en la normativa ASTM (D7181 y D4767 para el método drenado y no drenado respectivamente), existen métodos alternativos que permiten obtenerla con mayor certidumbre. Estos métodos son mediante congelamiento de la muestra y mediante estruje de la misma:

a. Método de congelamiento de la muestra

Una de las mejores formas de lidiar con el cambio de volumen durante la saturación es medir el volumen de la muestra al final de la prueba (V_f en la Ecuación (81)) y luego calcular V_{sat} . Comúnmente, al final de los ensayos, las muestras están bastante distorsionadas y tienen una forma irregular. Sladen y Handford (1987) sugieren que la muestra se congela, sin drenar, en la celda después de la prueba, se retira mientras está congelada y luego se determina el contenido de agua. Si bien, este método es preciso, se requieren algunas modificaciones a la celda triaxial para que el método se use sin dañar el equipo debido a la expansión del agua al congelarse.

El procedimiento para determinar el índice de vacíos de la muestra utilizando el método de congelación es el siguiente:

- i. Inmediatamente después de completar el ensayo, se evita el drenaje de la muestra cerrando las válvulas lo más cerca posible de las placas superior e inferior. (En general, estas válvulas deberían instalarse especialmente para este propósito).
- ii. Reducir la presión de la celda gradualmente. Debido a que la muestra está saturada, al interior de la muestra se generará una presión de intersticial negativa, i.e. succión.
- iii. Drene la cámara.
- iv. Desensamble la mayor cantidad posible de partes de la cámara, sin romper el "sello" de la muestra y seque la membrana exteriormente para eliminar el agua libre.
- v. Coloque la muestra y las partes de la cámara asociadas en un congelador. Un diseño de cámara triaxial que tenga las líneas de agua desde los caps superior e inferior desde la base de la cámara es ideal, ya que entonces solo es necesario congelar la placa base, la muestra y las placas. En la Figura 11-20 se muestra una muestra típica después de la congelación.
- vi. Permita que la muestra se congele. Esto requerirá algunas pruebas al comenzar, ya que el objetivo es reducir la temperatura de la muestra a -3 [°C], lo que es suficiente para inmovilizar los espacios intersticiales, pero evita que la muestra se enfríe tanto que sea difícil retirar los caps (si se utiliza un congelador doméstico y deja la muestra durante la noche, se congelará a -18 °C, que es demasiado frío).
- vii. Una vez congelada la muestra, se puede retirar intacta, con el mismo contenido de agua que en al final del ensayo. Hay que tener en cuenta que la expansión volumétrica del agua al congelarse no es un problema, ya que solo se utiliza el contenido de agua, no el volumen de la muestra.
- viii. Calcule el índice de vacíos al final del ensayo de la muestra a partir del contenido de agua, suponiendo una saturación del 100 % y la gravedad específica de los sólidos, G_s .



Figura 11-20: Muestra triaxial post-ensayo y congelación. Fuente: Jefferies y Been, 2016.

b. Método del estruje de la muestra

Verdugo (1996) propuso un método para evaluar el índice de vacíos luego de haber realizado el ensayo triaxial. El método consiste en determinar el contenido de agua de la probeta al término del ensayo. Según el siguiente procedimiento:

- i. En condición no drenada se libera la contrapresión. Esto se hace para evitar posibles errores originados por la expansión o contracción de las mangueras que conectan a la probeta con la bureta de medición de cambio de volumen.
- ii. Se baja el nivel de la bureta o controlador de volumen lo más bajo posible y se registra dicho nivel como V_i .
- iii. Se abre la válvula de drenaje e incrementa la presión de confinamiento a un valor máximo admisible, dependiendo de la resistencia de la celda triaxial.
- iv. Una vez que la presión intersticial se haya disipado mayormente, se cierra la válvula, registrándose el volumen final drenado de la probeta V_f . La presión de cámara (back pressure) se disminuye hasta un valor nulo. La descarga se desarrolla en condición no drenada por lo que genera presiones internas negativas (succión).
- v. Se desmonta la probeta del marco de carga y de la celda triaxial, retirando el cabezal superior, lo que permite una entrada de aire que endurece la probeta para ser manipulada.
- vi. Secando la membrana de látex cuidadosamente, se procede a retirarla, depositando la probeta en un molde limpio y seco, al cual se ha registrado su peso. Se remueve con un cuchillo o espátula el resto del material adherido a la membrana de látex y a los cabezales superior e inferior.
- vii. Se pesa el recipiente con la probeta húmeda en su interior, registrando su peso como W_m . El recipiente con el material se lleva al horno para su secado. Una vez seco el material se registra su valor como W_d .
- viii. El índice de huecos de la probeta después del ensayo se calcula con la siguiente expresión:

$$e = \frac{(V_f - V_i + w_r W_d)}{W_d} \times G_s = \frac{(V_f - V_i + W_m - W_d)}{W_d} \times G_s \quad (85)$$

Donde:

w_r Contenido remanente de agua, %.

Estas mediciones del índice de vacíos final (ya sea por el método de congelado de la muestra o a través del estruje de la misma) posibilitan la determinación del índice de vacíos final de manera más certera o fehaciente, que evitar errores sistemáticos en la determinación de la CSL.

11.4 Equipo TMG Drilling Supplies CSR 183

El presente estudio se realiza en el marco del desarrollo del proyecto FONDEQUIP 180170 el cual consideró en sus inicios la adquisición de un equipo CPTu. El equipo adquirido es un equipo marca TMG Drillings, modelo CSR 183, el cual consta de un equipo que combina distintas tecnologías las que le permiten realizar ensayos geotécnicos como lo es el ensayo SPT, CPT, con capacidad de obtención de núcleos con pescador y perforación rotatoria. Las especificaciones específicas del equipo se presentan a continuación:

- i. Motor:
 - a. Marca Yanmar
 - b. Diesel 3300 [cc] turbo cargado
 - c. Potencia de 83 [HP]
 - d. Capacidad de 2800 [rpm]
- ii. Sistema Hidráulico
 - a. Marca Hawe
 - b. Capacidad de bombeo de 227 [lpm]
 - c. Presión de trabajo máxima 206 [bar]
 - d. Enfriador por aceite.
- iii. Sistema de orugas
 - a. Motor NACHI 3B con freno automático
 - b. 300 [mm] de ancho
- iv. Mástil de perforación
 - a. Mástil de doble cilindro para SPT, CPT, saca núcleos y rotación, con 10 o 20 toneladas de fuerza
 - b. Sensor codificador rotatorio para trabajos de CPT (encoder de profundidad)
 - c. 2.13 metros de carrera
 - d. Máximo 20 tons (57,000 lbs) de fuerza de empuje
 - e. Máximo 5,669 kg (12,500 lbs) de fuerza de levantamiento
 - f. Control de velocidad de viaje de CPT (2 cm/seg)
- v. Torre SPT
 - a. 4.8 mts de altura máxima
 - b. Sistema de doble polea para SPT y pescador con sistema de seguridad de contrapeso hidráulico
- vi. Prensa de tubo
 - a. Para tubo de 1.5” hasta 6”.
- vii. Motor de perforación 1 - Rotación MS-500
 - a. Posición 1: 723 rpm at 573 ft lbs (776 Nm) de torque
 - b. Posición 2: 361 rpm at 1145 ft lbs (1552 Nm) de torque
 - c. Posición 3: 181 rpm at 2290 ft lbs (3104 Nm) de torque
 - d. Posición 4: 90 rpm at 4580 ft lbs (6209 Nm) de torque
- viii. Equipamiento CPT
 - a. Controlador de paquete de datos con software de adquisición de datos CPT
 - b. Cono de (10 cm²) y penetrómetro para (10 o 20 toneladas), tubo reductor de fricción, transductor de presión en los poros e inclinómetro de doble eje.
 - c. 40 metros de cable ASM de 10 pines
 - d. 30 varillas de 1 metro con rosca
 - e. Codificador rotatorio en el mástil
- ix. 4 patas estabilizadoras de nivel
- x. Bomba de lodo
 - a. Bomba tipo helicoidal rotativa de flujo continuo, Moyno 3L6

- b. Hasta 225 psi (15.5 bar)
 - c. Flujo de 50 gpm (189 lpm)
 - d. Motor hidráulico independiente
 - e. Con acople rápido
 - f. Instalada directamente en la máquina
- xi. Módulo sísmico para realización de ensayo downhole



Figura 11-21: Equipo TMG Drillings CSR-183.