

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

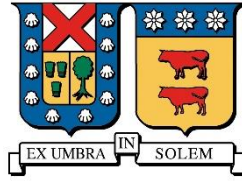
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

**CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA NO
DRENADA RESIDUAL DE RELAVES DE COBRE**

Nicolás Sebastián Hormazábal Vergara

Ingeniero Civil
Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Junio de 2021



UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA NO DRENADA RESIDUAL DE RELAVES

Tesis de Grado y Memoria de Título presentada por

Nicolás Sebastián Hormazábal Vergara

como requisito parcial para optar al título de

Ingeniero Civil

y el grado de

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Profesor Guía
Gonzalo Hernan Suazo Fuentealba

Junio de 2021

TITULO DE LA TESIS:

**CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA NO DRENADA RESIDUAL
DE RELAVES**

AUTOR:

NICOLÁS SEBASTIÁN HORMAZÁBAL VERGARA

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el **Grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil** de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Gonzalo Suazo Fuentealba

Nombre Miembro 1 Comisión

Nombre Miembro 2 Comisión

Valparaíso, Chile, Junio de 2021

Agradecimientos

Resumen

En la presente tesis se indaga el comportamiento no drenado de relaves de cobre en el equipo de corte simple cíclico (CDSS) con el objetivo de caracterizar la respuesta y resistencia no drenada residual. Tres tipos de carga son aplicados: monótona, cíclica y post cíclica. Adicionalmente, son utilizados dos tipos de preparación de probetas: Moist Tamping (apisonamiento húmedo) y Slurry, este último con una metodología de preparación especial creada para esta investigación.

Previamente a la caracterización en los tipos de carga mencionados en el párrafo anterior, ensayos de consolidación unidimensional fueron realizados a las muestras, considerando una densidad de preparación de 60%, 70%, 80 % y 90% de la Densidad Máxima Compactada Seca (DMCS) para las muestras Moist Tamping y 60%, 65%, 70%, 75% y 80% de contenido de sólidos para las muestras Slurry. Los resultados indican que las muestras MT presentan una pendiente C_c igual a 0.0688 y las muestras Slurry de 0.1205, indicando una mayor compresibilidad. Las muestras que mayor relación de vacíos alcanzan corresponden a las preparadas a 60% de la DMCS, mientras que las menores relaciones de vacíos se alcanzan a 90% de la DMCS, con las muestras Slurry graficando entre estos dos límites.

El comportamiento en corte monótono a volumen constante de muestras MT indica un comportamiento contractivo tipo ablandamiento por deformación en varias de las muestras ensayadas, con un ángulo de fricción correspondiente a 28.5° . Por otro lado, las muestras Slurry presentaron tendencia a dilatar exhibiendo un comportamiento tipo transformación de fase para los 3 contenidos de sólidos analizados, con un ángulo ϕ_{TF} igual a 23.1° . Este comportamiento tipo transformación de fase se relaciona bien con otros resultados en la literatura para muestras fabricadas con metodología similar. Adicionalmente, muestras Moist Tamping y Slurry consolidadas al mismo esfuerzo vertical y con relación de vacíos similar son comparadas. Se observa que el comportamiento muestra diferencias importantes, con las muestras MT tendiendo a contraer y la muestra Slurry tendiendo a dilatar, de lo que se extrae que el método de preparación influye en la respuesta no drenada del relave.

Las muestras Moist Tamping muestran una correlación lineal con la relación de vacíos para el rango de densidades analizadas. Se observa que la razón de resistencia no drenada residual $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ disminuye a medida que aumenta la relación de vacíos, lo que muestra que el relave de cobre posee menor resistencia ante carga no drenada a medida que su densidad disminuye. Los resultados muestran gran correlación con otras investigaciones en la literatura. La razón de resistencia no drenada residual se encuentra en el rango de 0.13 – 0.27 en este estudio, exhibiendo una correlación lineal con el esfuerzo efectivo vertical de consolidación. Con respecto a las muestras Slurry, no se observa correlación directa entre la razón de resistencia en el punto de transformación de fase ($S_{u,TF}/\sigma'_{vc}$) con el contenido de sólidos de preparación, principalmente debido a que alcanzan relaciones de vacíos muy bajas y similares.

La inestabilidad de muestras MT, es investigada a través de la razón de resistencia no drenada en el pick $S_{u,y}/\sigma'_{vc}$ y el índice de fragilidad I_B . Se obtiene que la razón de resistencia residual disminuye a medida que aumenta la fragilidad del suelo, mostrando un

comportamiento inversamente proporcional con I_B . Adicionalmente se observa una dependencia de I_B con σ'_{vc} , mostrando un comportamiento “inverso”: A medida que se aumenta el confinamiento, disminuye la fragilidad del relave, algo contrario a lo que sucede con arenas. Por otro lado, los valores de $S_{u,y}/\sigma'_{vc}$ para el relave de cobre se encuentran en el rango de 0.19 a 0.38 y disminuyen a medida que aumenta la relación de vacíos del relave, pero a una tasa menor que en el caso de $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$.

3 ensayos triaxiales CIU con muestras preparadas con la metodología Moist Tamping a un 80% de la DMCS y consolidadas a 100, 200 y 400 kPa fueron realizados al relave de cobre para comparar el comportamiento no drenado. El relave muestra un comportamiento de ablandamiento por deformación en el ensayo triaxial CIU, al igual que en el caso del ensayo DSS. Se establece la línea de estado crítico (CSL) para cada tipo de ensayo, pero utilizando el esfuerzo efectivo principal mayor y esfuerzo vertical de consolidación para hacer los resultados comparables. La CSL para el equipo DSS se establece solo para muestras preparadas a 80% de la DMCS. Se observa que las pendientes obtenidas son esencialmente idénticas, pero el intercepto Γ varía.

Con respecto al comportamiento cíclico de muestras, se observa que el relave no alcanza la razón de exceso de presión de poros R_u igual a 1.0 en ninguno de los ensayos cíclicos analizados, por lo que el criterio de falla utilizado corresponde a una deformación angular igual a 3.75% en amplitud simple. Como es de esperarse, la resistencia cíclica del relave es mayor para las muestras preparadas al 80% de la DMCS en comparación con las muestras preparadas a 70% de la DMCS.

Los ensayos monótonos post cíclicos a volumen constante realizados luego de la carga monótona, sin restablecimiento del confinamiento inicial, muestran que la demanda cíclica (CSR) no posee influencia en la resistencia residual para las densidades analizadas.

Ensayos cíclicos fueron realizados a las muestras con un incremento de presión de poros parcial, es decir $R_u < 1.0$. En particular, 3 valores de R_u fueron ensayados: 0.25, 0.50 y 0.75. Los ensayos post cíclicos muestran que la resistencia no drenada a grandes deformaciones no se ve influenciada por incrementos parciales de R_u , pero que la resistencia peak es menor a medida que R_u aumenta. De la misma forma, el índice de fragilidad I_B disminuye a medida que aumenta R_u .

La influencia de la deformación angular máxima de la etapa cíclica ($\gamma_{cyc,max}$) en la resistencia post cíclica y en el módulo de rigidez de las muestras es analizada. Se observa que, a mayor deformación angular cíclica máxima, la resistencia última tiende a disminuir, así como la rigidez. A mayor deformación, el relave tiende a presentar rigidez nula en los primeros milímetros del corte y la zona de resistencia residual estable (meseta) comienza a perderse o a no ser alcanzada dentro de los límites del equipo.

Finalmente, un único gráfico que relaciona R_u y $\gamma_{cyc,max}$ con $S_{u,y}$ y $S_{u,r}$ es propuesto. Tanto $S_{u,y}$ como $S_{u,r}$ muestran una robusta dependencia con el historial de tensiones cíclicas, lo cual debe ser incorporado en análisis seudo estáticos y de equilibrio límite (MEL), sobre todo cuando terremotos de larga duración y/o magnitud son considerados.

Abstract

The present thesis investigates the undrained behavior of copper tailings in the cyclic simple shear equipment (CDSS) to characterize the undrained residual response and strength. Three types of loads are applied: monotonic, cyclic, and post cyclic. Additionally, two types of specimen preparation are used: Moist Tamping and Slurry, the latter with a special preparation methodology created for this research.

Prior to the characterization in the load types mentioned in the previous paragraph, one-dimensional consolidation tests were performed on the samples, considering a preparation density of 60%, 70%, 80% and 90% of the Maximum Dry Compacted Density (MDD) for the Moist Tamping (MT) samples and 60%, 65%, 70%, 75% and 80% of solids content for the Slurry samples. The results indicate that the MT samples present a C_c slope equal to 0.0688 and the Slurry samples of 0.1205, indicating higher compressibility. The samples that reach the highest void ratio correspond to those prepared at 60% of the MDD, while the lowest void ratios are reached at 90% of the MDD, with the Slurry samples plotting between these two limits.

The monotonic shear behavior at constant volume of MT samples indicates a contractive strain softening type behavior in several of the samples tested, with a friction angle corresponding to 28.5° . On the other hand, the Slurry samples presented a tendency to dilate exhibiting a phase transformation type behavior for all 3 solids contents analyzed, with an angle ϕ_{PT} equal to 23.1° . This phase transformation type behavior relates well with other results in the literature for samples manufactured with similar methodology. Additionally, Moist Tamping and Slurry samples consolidated at the same vertical stress and similar void ratios are compared. The undrained behavior of those samples exhibit big differences, with the MT sample tending to contract and the Slurry sample tending to dilate, so the preparation method influences the undrained response of the tailings.

Moist Tamping samples show a linear correlation with void ratio for the range of densities analyzed. It is observed that the residual undrained strength ratio $S_{u,r}/\sigma_{vc}$ decreases as void ratio increases, showing that the copper tailing has lower undrained load strength as its density decreases. The results show high correlation with other researches in literature. The residual undrained strength ratio is in the range of 0.13 - 0.27 in this study, exhibiting a linear correlation with the vertical effective consolidation stress. Slurry samples does not exhibit any correlation between the strength ratio at the phase transformation point ($S_{u,PT}/\sigma_{vc}$) with solids content of preparation, mainly because they achieve very low and similar void ratios.

The instability of MT samples is investigated through the undrained peak strength ratio $S_{u,y}/\sigma_{vc}$ and the brittleness index I_B . The residual strength ratio decreases as soil brittleness increases, showing an inversely proportional behavior with I_B . Additionally, a dependence of I_B with σ_{vc} is observed, showing an "inverse" behavior: As confinement increases, tailings brittleness decreases, contrary to what happens with sands. On the other hand, the values of $S_{u,y}/\sigma_{vc}$ for copper tailings are in the range of 0.19 to 0.38 and decrease as the tailings void ratio increases, but at a lower rate than in the case of $S_{u,r}/\sigma_{vc}$.

3 CIU triaxial tests with samples prepared with Moist Tamping methodology at 80% of the MDD and consolidated at 100, 200 and 400 kPa were performed on the copper tailings

to compare the undrained behavior. The tailings show strain softening behavior in the triaxial CIU test, as in the case of the DSS test. The critical state line (CSL) is established for each type of test but using the largest principal effective stress and vertical consolidation stress to make the results comparable. The CSL for the DSS equipment is established only for specimens prepared at 80% of the DMCS. It is observed that the slopes obtained are essentially identical, but the intercept Γ varies.

With respect to the cyclic behavior of samples, it is observed that the tailing does not reach the excess pore pressure ratio R_u equal to 1.0 in any of the cyclic tests analyzed, so the failure criterion used corresponds to an angular deformation equal to 3.75% in single amplitude. As expected, the cyclic strength of the tailings is higher for samples prepared at 80% MDD compared to samples prepared at 70% MDD.

Post-cyclic monotonic tests at constant volume performed after monotonic loading, without restoring the initial confinement, show that the cyclic demand (CSR) has no influence on the residual strength for the densities tested.

Cyclic tests were performed on samples with an increased partial pore pressure, i.e. $R_u < 1.0$. In particular, three values of R_u were tested: 0.25, 0.50 and 0.75. Post-cyclic tests show that the undrained resistance to large deformations is not influenced by partial increases of R_u , but the peak resistance is lower as R_u increases. Similarly, the brittleness index I_B decreases as R_u increases.

Finally, the influence of the maximum angular deformation of the cyclic stage on the post-cyclic resistance and on the stiffness modulus of the specimens is analyzed. It is observed that, the higher the angular deformation, the ultimate strength tends to decrease, as well as the stiffness. At higher deformation, the tailings tend to have zero stiffness in the first millimeters of the cut and the zone of stable residual strength (plateau) begins to be lost or not reached within the limits of the equipment.

Finally, a single graph that relates R_u and $\gamma_{cyc,max}$ to $S_{u,y}$ and $S_{u,r}$ is proposed. Both $S_{u,y}$ and $S_{u,r}$ show a strong dependence on the cyclic load history, which should be incorporated in pseudo-static and limit equilibrium (LEM) analysis, especially when earthquakes of long duration and /or magnitude are considered.

Índice de contenidos

AGRADECIMIENTOS.....	I
RESUMEN.....	II
ABSTRACT.....	III
INDICE DE CONTENIDOS.....	IV
INDICE DE FIGURAS.....	VI
INDICE DE TABLAS.....	X
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 General.....	1
1.2 Definición del problema de estudio	3
1.3 Objetivos del estudio	6
1.3.1 Objetivo general	6
1.3.2 Objetivos específicos	6
1.4 Oportunidades de investigación.....	6
1.5 Resumen de tesis.....	7
2 MARCO TEÓRICO	9
2.1 Introducción	9
2.2 Fenómeno de licuefacción	9
2.2.1 Definición	9
2.2.2 Licuefacción estática o falla de flujo	10
2.2.3 Movilidad cíclica	11
2.3 Comportamiento monótono no drenado de suelos	13
2.3.1 Línea de estado crítico.....	13
2.3.2 Estado último, transformación de fase y Estado cuasi estable	17
2.3.3 Superficie de colapso.....	19
2.4 Comportamiento cíclico no drenado de suelos	22
2.4.1 Definiciones preliminares.....	22
2.4.2 Comportamiento general	22
2.4.3 Criterios para definir la licuefacción	24
2.4.4 Generación de presión de poros en suelos limosos	24
2.4.5 Resistencia cíclica.....	25
2.4.6 Factores que afectan a la resistencia cíclica	25
3 REVISIÓN DE LITERATURA	30

3.1	Resistencia no drenada residual	30
3.1.1	Definición	30
3.1.2	Terminología	31
3.1.3	Normalización por el esfuerzo efectivo vertical de consolidación.....	31
3.1.4	Factores que afectan la resistencia no drenada residual	36
3.1.5	Resistencia residual mediante casos históricos de falla de flujo	43
3.1.6	Problemáticas en la determinación de Su, r mediante casos históricos.....	45
3.1.7	Resistencia residual mediante ensayos de laboratorio.....	46
3.1.8	Problemáticas en la determinación de Su, r en laboratorio	46
3.2	Resistencia post cíclica	48
3.2.1	Definiciones.....	48
3.2.2	Determinación en laboratorio	48
3.2.3	Estudios	48
3.2.4	Factores que afectan a la resistencia post cíclica.....	52
3.2.5	Rigidez en respuesta post cíclica	54
3.3	Ensayo de corte simple (Direct Simple Shear Test)	57
3.3.1	Conceptos generales	57
3.3.2	Etapas de un ensayo de corte simple monótono y corte simple cíclico.....	57
3.3.3	Distribución de esfuerzos	59
3.3.4	Diferencias entre ensayo de compresión triaxial y DSS.....	60
4	METODOLOGÍA	63
4.1	Material de relave utilizado	63
4.1.1	Granulometría completa	63
4.1.2	Gravedad específica.....	64
4.1.3	Proctor modificado	64
4.1.4	Resumen de propiedades índice	65
4.2	Equipo CDSS (Cyclic direct simple shear)	65
4.2.1	General.....	65
4.2.2	Saturación de la muestra.....	66
4.2.3	Consolidación en equipo CDSS	67
4.2.4	Corte monótono a volumen constante (no drenado).....	67
4.2.5	Corte cíclico controlado por esfuerzo.....	67
4.2.6	Corte monótono post cíclico.....	67
4.3	Preparación de las muestras	68
4.3.1	Muestras Moist Tamping.....	68
4.3.2	Muestras Slurry	68
4.4	Programa experimental	69
4.4.1	Ensayos monótonos	69

4.4.2	Ensayos cíclicos.....	70
5	RESULTADOS ENSAYOS MONÓTONOS	71
5.1	Comportamiento en consolidación unidimensional.....	71
5.1.1	Consolidación unidimensional de muestras Moist Tamping.....	71
5.1.2	Consolidación unidimensional de muestras Slurry	72
5.1.3	Discusión	73
5.2	Comportamiento en corte monótono a volumen constante – Muestras Moist Tamping	75
5.3	Comportamiento en corte monótono a volumen constante – Muestras Slurry	77
5.4	Efecto de la densidad, esfuerzo efectivo vertical y contenido de sólidos en la resistencia no drenada residual	82
5.4.1	Densidad (relación de vacíos).....	82
5.4.2	Esfuerzo efectivo vertical de consolidación	83
5.4.3	Contenido de sólidos	84
5.4.4	Comparación $Su, r/\sigma_{vc}'$ con otros autores.....	86
5.5	Resistencia pick (yield); Inestabilidad.....	87
5.5.1	Efecto de la densidad.....	87
5.5.2	Línea de inestabilidad o envolvente de falla pick.....	89
5.5.3	Comparación $Su, y/\sigma_{vc}'$ con otros autores.....	89
5.6	Índice de fragilidad	91
5.6.1	Relación con $Su, r/\sigma_{vc}'$	91
5.6.2	Efecto del esfuerzo efectivo vertical de consolidación	92
5.7	Efecto del modo de corte (trayectoria de esfuerzos).....	93
6	RESULTADOS ENSAYOS CÍCLICOS Y POST CÍCLICOS	95
6.1	Comportamiento cíclico general del relave	95
6.2	Resistencia cíclica.....	97
6.3	Efecto del CSR en la resistencia post cíclica.....	97
6.4	Efecto del incremento máximo de presión de poros (Ru) en la resistencia post cíclica.....	99
6.5	Efecto de la deformación angular máxima de la etapa cíclica en la resistencia post cíclica.....	102
6.5.1	Efecto en la resistencia post cíclica	102
6.5.2	Análisis de la Rigidez.....	103
6.6	Resistencia post cíclica yield y residual	106
7	CONCLUSIONES.....	107
7.1	Generales	107

7.2	Futuras investigaciones.....	109
8	REFERENCIAS.....	110

Índice de figuras

Figura 1.1: Métodos de construcción de tranques de relave.	8
Figura 1.2: Modos de corte encontrados en una falla de flujo con pendiente y su relación con ensayos de laboratorio. Extraído de Olson & Mattson (2008).	8
Figura 2.1: Respuesta esquemática no drenada de un suelo susceptible a licuefacción. Fuente: Olson (2001).....	12
Figura 2.2: Escenarios de análisis de falla de flujo con respecto al comportamiento drenado y no drenado de suelos arenosos. Fuente: Verdugo (1995).....	12
Figura 2.3: Línea de estado crítico (CSL).	13
Figura 2.4: Línea de estado crítico (CSL) en el plano relación de vacíos - Esfuerzo de confinamiento.	14
Figura 2.5: Breve esquema de los aportes realizados por diversos autores al desarrollo de la mecánica de suelos del estado crítico. Fuente: Kang, 2019	15
Figura 2.6: Influencia del contenido de finos en la pendiente de la Línea de Estado Crítico (CSL). Fuente: Fear & Robertson (1995).....	16
Figura 2.7: Pendiente de la línea de estado crítico vs contenido de finos. Fuente: Olson & Stark (2003)	17
Figura 2.8: Factores que afectan el estado crítico/estado estable. Fuente: Kang et al. (2019)	17
Figura 2.9: Comportamiento general de arenas en corte monótono no drenado. Fuente: Yoshimine & Ishihara (1998).....	18
Figura 2.10: Líneas de transformación de fase (PTL) y línea de estado crítico para la arena de Toyoura. Fuente: Verdugo (1992).	20
Figura 2.11: Esquema de la superficie de colapso en el plano tridimensional relación de vacíos - esfuerzo de corte - esfuerzo de confinamiento. Fuente: (Sladen et al., 1985a)	20
Figura 2.12: Comportamiento cíclico no drenado de relaves en corte simple cíclico (DSS). a) Trayectoria de tensiones cíclicas, b) Ciclos de histéresis, c) Deformación angular versus número de ciclos, d) Evolución del exceso de presión de poros normalizada.	23
Figura 2.13: Comparación de arena suelta con limo. a) Deformación pick a pick en función del número de ciclos. b) Razón de presión de poros en función del número de ciclos. Fuente: Singh (1996).	24
Figura 2.14: Curvas de resistencia cíclica para distintos relaves. Fuente: Wijewickreme et al. (2005)	25
Figura 2.15: Resistencia cíclica a N=10 versus relación de vacíos inicial para diferentes niveles de confinamiento. Muestras de relaves sin clasificar ensayadas en equipo de corte simple cíclico. Fuente: Suazo et al., 2016).....	26
Figura 2.16: Resistencia cíclica versus frecuencia de ensayo. Fuente: Dash & Sitharam (2016)	28
Figura 2.17: Resistencia cíclica a número de ciclos igual a 15 versus frecuencia de ensayo para diferentes niveles de confinamiento y densidad relativa. Fuente: Nong et al. 2020) ...	29

Figura 3.2: Línea de estado crítico (CSL) y línea de consolidación inicial (ICL) para arena limosa de Lower San Fernando Dam. Fuente: Olson & Stark (2003b) modificado de Baziar & Dobry (1995)	33
Figura 3.3: Comportamiento de suelos tipo arcilla (a) y tipo arena (b) en el plano $e - \log(p')$. Fuente: Robertson (2017)	34
Figura 3.4: a) Línea de Estado Crítico (Línea continua) y NCL (Línea segmentada) para relaves de oro. b) Cambio en el parámetro de estado para diferentes valores del esfuerzo de confinamiento medio. Fuente: Bedin et al. (2012)	35
Figura 3.5: Comportamiento de relave de oro en el plano volumétrico $v - \log(p')$. Se observan múltiples NCL y la LCC paralela a la CSL a altas presiones de confinamiento. Fuente: Li & Coop (2019).....	35
Figura 3.6: Arena Banding ensayada por Castro (1969) a la misma presión de confinamiento y diferente densidad (relación de vacíos)	36
Figura 3.7: Efectos de la relación de vacíos en el comportamiento no drenado y resistencia residual de relaves de oro. a) tensión normalizada-deformación. b) Exceso de presión de poros normalizado versus deformación. c) trayectoria de esfuerzos. Fuente: Al-Tarhouni et al. (2011).....	37
Figura 3.8: Efectos de la presión de confinamiento en la respuesta no drenada de relaves de oro, con la misma relación de vacíos. Fuente: Al Tarhouni (2008).	38
Figura 3.9: Razón de resistencia no drenada residual o licuada en función de la relación de vacíos al final de la consolidación. Muestras preparadas mediante Moist Tamping y Slurry, en lamas y arenas cicloneadas. Fuente: Riveros & Sadrekarimi (2020).	39
Figura 3.10: Razón de resistencia residual versus parámetro de estado, variando el contenido de finos de acuerdo con la Ecuación 8. Fuente: Sadrekarimi (2013)	40
Figura 3.11: Influencia del contenido de finos en el comportamiento al corte no drenado de la Arena de Toyoura con finos. Fuente: Zlatović & Ishihara, 1995).....	40
Figura 3.12: Línea de estado crítico para arena Erksak con diferentes métodos de preparación. Fuente: Been et al. (1991).....	41
Figura 3.13: Línea de estado crítico para relaves Syncrude con diferentes métodos de preparación de probetas. Fuente: Poulos et al. (1988).....	42
Figura 3.14: Efectos del método de preparación de probetas en el comportamiento no drenado. Fuente: Vaid & Sivathayalan (2000)	42
Figura 3.15: Efectos del modo de corte para suelos contractivos en la resistencia licuada de suelos arenosos y arenas limosas. Fuente: Olson & Mattson (2008)	43
Figura 3.16: Razón de resistencia licuada vs resistencia a la penetración CPT. Fuente: Olson & Stark (2002)	44
Figura 3.17: Razón de resistencia licuada vs esfuerzo efectivo vertical pre- falla obtenido del análisis de casos históricos de falla de flujo. Fuente: Olson & Stark (2002).	44
Figura 3.18: Razón de resistencia licuada (o residual) vs resistencia a la penetración de cono normalizada. Fuente: Robertson (2010).	45
Figura 3.19: Resultados para la resistencia no drenada mínima (o residual) vs esfuerzo efectivo principal de consolidación. En la parte sombreada se encuentra el rango de valores	

para los casos históricos estudiados por los mismos autores. Fuente: Olson & Stark (2003b).	47
Figura 3.20: Carga cíclica y post cíclica. a) Carga monótona aplicada inmediatamente después de las cargas cíclicas. b) Carga monótona aplicada luego de un tiempo de las cargas cíclicas, hasta recuperar el nivel de esfuerzo efectivo previo a las cargas cíclicas. Fuente: El Takch (2013).....	48
Figura 3.21: Comportamiento tensión-deformación y razón de presión de poros de ensayos post cíclicos en muestras de relave de: a) Laterita, b) cobre-oro, c) cobre-oro-zinc. Fuente: Wijewickreme et al. (2005)	49
Figura 3.22: Razón de resistencia post cíclica ($S_u, PC/\sigma_{vc}'$) en función de la relación de vacíos en la consolidación <i>ec</i> . Fuente: Wijewickreme et al. (2005)	49
Figura 3.23: Comportamiento tensión-deformación en corte monótono no drenado post cíclico de relaves de oro. Fuente: Al Tarhouni (2008)	50
Figura 3.24: Razón de resistencia post cíclica en función de la relación de vacíos al final de la consolidación para relaves de oro en equipo de corte simple cíclico. Fuente: Al Tarhouni (2008)	50
Figura 3.25: Comportamiento post-cíclico de muestra de limo a diferentes niveles de densidad relativa. Enfoque Número 1. Fuente: El Takch, 2013.....	51
Figura 3.26: Comportamiento post-cíclico de muestra de limo a diferentes niveles de densidad relativa. Enfoque Número 2. Fuente: El Takch, 2013.....	51
Figura 3.27: Razón de resistencia post cíclica en función de la relación de vacíos al final de la consolidación, para diferentes porcentajes de limo. Fuente: (el Takch, 2013).....	52
Figura 3.28: Respuesta post cíclica de arena silica en equipo de corte simple y su dependencia con el esfuerzo efectivo vertical de consolidación σ_{vc}' , densidad relativa D_r y la deformación post licuefacción $\gamma_{cyc, max}$. Fuente: Sivathayalan & Yazdi (2014)	53
Figura 3.29: Razón de resistencia residual (resistencia post cíclica) en función de la deformación de corte máxima durante la carga cíclica. Fuente: Sivathayalan & Yazdi (2014)	54
Figura 3.30: Regiones y fases identificadas en la respuesta post cíclica. Fuente: Sivathayalan & Yazdi (2014).....	55
Figura 3.31: Comportamiento post licuefacción de relaves de oro. Fuente: Al Tarhouni (2008)	56
Figura 3.32: Distribución de esfuerzos mediante análisis elástico. Fuente: Saada & Townsend (1981) y Roscoe (1953).	59
Figura 3.33: Círculo de Mohr del incremento de deformación. Fuente: Budhu (1984a).	60
Figura 3.34: Esquema de los esfuerzos generados en el núcleo central de una probeta ensayada en corte simple. Fuente: Budhu, 1984b).	61
Figura 3.35: Trayectoria de tensiones para arena Leighton Buzzard ($D_r = 95\%$). a) Sin considerar el efecto de σ_2 . b) Considerando el efecto de σ_2 . Fuente: Adaptado de (Budhu, 1984b).....	61
Figura 4.1: Curva granulométrica completa del relave en estudio.	63
Figura 4.2: Resultados ensayo proctor modificado a muestra de relave de cobre.....	64
Figura 4.3: Equipo CDSS	66

Figura 4.4: Equipo y sistema de preparación de muestras Slurry.	69
Figura 5.1: Comportamiento en consolidación unidimensional de muestras Moist Tamping con diferentes densidades de preparación.	71
Figura 5.2: Comportamiento en consolidación unidimensional de muestras slurry con diferentes contenidos de sólidos de preparación.	72
Figura 5.3: Relación de vacíos intrínseca versus esfuerzo de consolidación.	73
Figura 5.4: Curvas de consolidación unidimensional de muestras Moist Tamping y Slurry.	74
Figura 5.5: A la izquierda: Gráfico tensión-deformación. A la derecha: Trayectoria de esfuerzos. Todas las probetas preparadas a 80%DMCS.....	75
Figura 5.6: Envolvente de falla y trayectorias de esfuerzos. Fuente: Elaboración propia. ..	77
Figura 5.7: A la izquierda: Curvas tensión-deformación de muestras preparadas a 60% CS. A la derecha: Trayectoria de esfuerzos de probetas preparadas a 60% CS.....	78
Figura 5.8: A la izquierda: Curvas tensión-deformación de muestras preparadas a 70% CS. A la derecha: Trayectoria de esfuerzos de probetas preparadas a 70% CS.....	79
Figura 5.9: A la izquierda: Curvas tensión-deformación de muestras preparadas a 80% CS. A la derecha: Trayectoria de esfuerzos de probetas preparadas a 80% CS.....	79
Figura 5.10: Línea de transformación de fase. Muestras Slurry.....	80
Figura 5.11: Razón de resistencia no drenada residual en función de la relación de vacíos en la consolidación. Muestras Moist Tamping con comportamiento contractivo.....	82
Figura 5.12: Razón de resistencia no drenada residual en función de la relación de vacíos en la consolidación. Regresión obtenida por Riveros & Sadrekarimi (2020) superpuesta en los datos.....	83
Figura 5.13: Resistencia no drenada residual versus esfuerzo efectivo vertical de consolidación. Muestras Moist Tamping.....	84
Figura 5.14: Razón de resistencia de transformación de fase versus el contenido de sólidos. Muestras Slurry.	85
Figura 5.15: Resistencia en el punto de transformación de fase versus esfuerzo efectivo vertical de consolidación. Muestras Slurry.	85
Figura 5.16: Resistencia no drenada pick en función de la relación de vacíos en la consolidación. Muestras MT.	88
Figura 5.17: Razón de resistencia pick o yield en función de la relación de vacíos en la consolidación. Muestras MT.	88
Figura 5.18: Línea de inestabilidad o envolvente pick de muestras MT.....	89
Figura 5.19: Razón de resistencia no drenada residual versus Índice de Fragilidad (IB). Muestras Moist Tamping.....	91
Figura 5.20: Índice de fragilidad versus esfuerzo efectivo vertical de consolidación. Muestras Moist Tamping.	92
Figura 5.21: Relación entre el índice de fragilidad y $\sigma_{vc}'/\sigma_{vf}'$	93
Figura 5.22: A la izquierda: Comportamiento tensión-deformación. A la derecha: Trayectoria de tensiones. Muestras Moist Tamping en equipo triaxial.	93

Figura 5.23: Líneas de estado crítico para el relave ensayado en equipo DSS y equipo Triaxial.	94
Figura 6.1: Comportamiento cíclico general del relave en estudio, preparado a 80% de la DMCS, consolidado a 100 kPa de esfuerzo efectivo vertical y ensayado a CSR igual a 0.150. a) Trayectoria de tensiones cíclicas en el plano de los esfuerzos. b) Ciclos de histéresis. c) Deformación angular y exceso de presión de poros versus número de ciclos “N”.	95
Figura 6.2: Resistencia cíclica de relave de cobre.	97
Figura 6.3: a) Comportamiento tensión-deformación corte monótono post cíclico. b) Trayectoria de esfuerzos efectivos de corte monótono post cíclico. Muestras preparadas a 70% de la DMCS.	98
Figura 6.4: a) Comportamiento tensión-deformación corte monótono post cíclico. b) Trayectoria de esfuerzos efectivos de corte monótono post cíclico. Muestras preparadas a 70% de la DMCS.	98
Figura 6.5: a) Comportamiento tensión-deformación con R_u variable. b) Trayectoria de tensiones con R_u variable.	99
Figura 6.6: Variación de la resistencia pick (yield) con respecto al parámetro R_u	101
Figura 6.7: Índice de fragilidad IB en función del parámetro R_u	101
Figura 6.8: Comportamiento tensión-deformación del relave de cobre con distintos niveles de deformación máxima cíclica.	102
Figura 6.9: Razón de resistencia post cíclica en función de la deformación angular máxima alcanzada en la etapa cíclica.	103
Figura 6.10: Análisis de las regiones de rigidez del relave con $\gamma_{max} = 4.36\%$	104
Figura 6.11: Análisis de las regiones de rigidez del relave con $\gamma_{max} = 8.30\%$	105
Figura 6.12: Análisis de las regiones de rigidez del relave con $\gamma_{max} = 13.78\%$	105
Figura 6.13: Análisis de las regiones de rigidez del relave con $\gamma_{max} = 22.40\%$	105
Figura 6.14: Resistencia pick y resistencia residual post cíclica en función de R_u y de la deformación angular máxima alcanzada en la etapa cíclica.	106

Índice de tablas

Tabla 2.1: Resumen de revisión de literatura respecto al efecto de la frecuencia en la resistencia cíclica. Fuente: Nong et al. (2020).....	28
Tabla 4.1: Resultados ensayo para la determinación de la gravedad específica.	64
Tabla 4.2: Propiedades índice del relave de cobre analizado.	65
Tabla 4.3: Listado de ensayos monótonos realizados en probetas Moist Tamping	70
Tabla 4.4: Lista de ensayos monótonos en probetas preparadas mediante metodología Slurry	70
Tabla 4.5: Listado de ensayos cíclicos y post cíclicos realizados con la metodología de preparación de probetas Moist Tamping.	70
Tabla 5.1: Ensayos monótonos a muestras Moist Tamping.	76
Tabla 5.2: Ensayos monótonos realizados a probetas Slurry.	78
Tabla 5.3: Razón de resistencia residual obtenida por otros autores en la literatura.....	86
Tabla 5.4: Razón de resistencia peak (o yield) obtenida por otros autores en la literatura. .	90
Tabla 6.1: Listado de ensayos cíclicos y post cíclicos realizados a muestras Moist Tamping.	96

1 INTRODUCCIÓN

1.1 GENERAL

Chile es ampliamente reconocido a nivel mundial como una potencia minera debido a la gran cantidad de yacimientos y depósitos de minerales metálicos que pueden encontrarse distribuidos en todo el territorio. Entre los minerales más abundantes y explotados en territorio nacional se pueden mencionar: cobre, oro, plata, zinc, hierro, plomo, molibdeno y manganeso.

La extracción de recursos minerales metálicos (RMM) y rocas y minerales industriales (RMI) impacta de forma relevante en la economía del país. De acuerdo con datos oficiales del Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN) en el año 2021 la participación de la minería en el PIB alcanzó el 14.6%, con el cobre por sí solo aportando 13.3% (Anuario de la Minería de Chile 2021, SERNAGEOMIN). La extracción de cobre no solo impacta de forma importante en la economía nacional, sino que también se vuelve relevante en el plano internacional, en donde Chile es, actualmente, el mayor productor y exportador en el mundo, alcanzando por sí solo el 26.6% de la producción mundial equivalente a 5,588 mil toneladas métricas en el año 2021.

La alta extracción de cobre que se genera el país trae consigo también una alta generación de residuos mineros, en donde destaca el relave. Una vez que la roca extraída desde el yacimiento es chancada y sometida al proceso de molienda, queda separar el mineral de interés (cobre) de otras sustancias mediante un proceso conocido como flotación, en el que todo el material obtenido de la molienda es sumergido en grandes piscinas y, gracias a la acción de distintos reactivos, el cobre emerge a la superficie dentro de burbujas, dejando los minerales y sustancias sin interés económico en el fondo de la mezcla. Este material sólido sin interés económico que queda luego del proceso de flotación es denominado relave.

Dado que un porcentaje muy bajo (menor al 1%) del material extraído desde la mina posee un interés económico, el desecho generado es obtenido en grandes cantidades. De acuerdo con datos oficiales del SERNAGEOMIN, se generan cerca de 537 millones de toneladas anuales de relave en territorio nacional, por lo que la gestión, manejo y depositación de estos residuos cobra gran relevancia y debe hacerse con los más altos estándares de diseño, ya que una falla en estos depósitos puede ser catastrófica y provocar daños medioambientales, sociales y económicos severos.

Para contener y almacenar esta gran cantidad de desechos son construidos los depósitos de relave, los cuales están conformados por un muro perimetral que puede ser construido de material de empréstito (embalse de relave) o por la fracción gruesa del relave (tranque de relave). En Chile, el catastro de depósitos de relave (CDR) publicado por el SERNAGEOMIN a octubre de 2022, indica que existen 763 depósitos de relave distribuidos en el territorio, de los cuales 110 se encuentran activos, 473 inactivos, 7 en construcción y 173 abandonados. Estas estructuras de contención pueden ser diseñadas y construidas en tres métodos típicos: aguas arriba, eje central y aguas abajo. La Figura 1.1 presenta un esquema de cada método de construcción.

En el ámbito geotécnico, los relaves están conformados por partículas de tamaño reducido, entre las que se encuentran los suelos finos (arcillas y limos) y arena, y son descargados hidráulicamente en la superficie de los depósitos con un alto contenido de agua debido al proceso de flotación al que son sometidos.

Los depósitos de relave traen consigo diferentes riesgos que pueden impactar en el medioambiente y ser potencialmente peligrosos para la salud de las personas, por lo que en su diseño y disposición deben asegurarse dos puntos importantes: estabilidad química y estabilidad física. La estabilidad química es lograda cuando el depósito de relaves no genera contaminantes que afecten al ecosistema circundante ni a las personas que habitan en las cercanías, ya sea por transporte aéreo (material particulado) ni por disolución de elementos o compuestos químicos hacia aguas del entorno (filtración hacia napas subterráneas o contaminación de aguas superficiales). La estabilidad física es lograda cuando el depósito de relaves no se desmorona ni se producen fallas que liberan el material contenido al ambiente circundante.

Las fallas por inestabilidad física de depósitos de relave representan un gran riesgo dentro de la industria minera y son caracterizadas por ser catastróficas y poseer graves consecuencias sociales, ambientales y económicas. La falla de un depósito de relave puede liberar y desplazar en grandes extensiones de terreno millones de toneladas de material, los cuales se mueven con altos niveles de energía con el potencial de sepultar asentamientos y comunidades completas, ocasionando incluso la pérdida de vidas humanas.

La falla de depósitos de relave más relevante en el contexto nacional corresponde a la del tranque de relaves El Cobre ocurrida en el año 1965, la cual fue gatillada por un sismo de magnitud 7.4 en la escala Richter. El material de la cubeta fluyó aguas abajo sepultando bajo relave al poblado minero del mismo nombre, en donde se estimaba que habitaban entre 200 y 300 personas, aunque solo fueron hallados 35 cuerpos sin vida y 10 sobrevivientes. Más actualmente, en el año 2014 fue registrada otra falla en el depósito de relaves Las Palmas, ubicado entre las ciudades de Talca y Curicó, la cual fue gatillada por el terremoto del Maule del 27 de febrero. 4 personas perdieron la vida producto del colapso del depósito, el cual liberó 230,000 m³ de material contenido (Moss et al., 2019).

Dada la actual modernización y los altos requerimientos de recursos minerales en todo el mundo, se estima que los depósitos de relave sigan aumentando en el tiempo. Dado esto, las normativas y regulaciones tanto nacionales como internacionales en el diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relave se actualizan y mejoran constantemente, así como también el estado de la teoría que gobierna la geomecánica de los depósitos de relave. Aun así, se siguen registrando fallas catastróficas de tranques de relave a nivel mundial, por lo que las fallas de los depósitos seguirán siendo un riesgo latente para la industria minera y la población. En este sentido, la labor de ingenieros y especialistas se vuelve fundamental a la hora de realizar una correcta caracterización del material para la modelación y asegurar la estabilidad y el correcto funcionamiento de los depósitos de relave.

1.2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE ESTUDIO

El parámetro de resistencia que más controla la respuesta en depósitos de relaves es la resistencia al corte no drenada residual, y aún se tienen dudas sobre cómo y cuándo se adopta. Este parámetro corresponde a la resistencia disponible a grandes deformaciones de un suelo arenoso suelto, no cohesivo y saturado cuando ha licuado (Stark et al., 1998). Si bien la definición de resistencia descrita anteriormente habla de suelos arenosos, el fenómeno de licuefacción ocurre con gran frecuencia en depósitos de relaves mineros, en donde limos arenosos y arenas limosas dominan en composición, por lo que la definición se extiende para este tipo de material.

En el artículo 14 del Decreto Supremo N° 248 de la Normativa de Seguridad Minera del SERNAGEOMIN, se establece que en la fase 1 del diseño de tranques de relaves se debe realizar el cálculo de la estabilidad estática considerando para ello la licuefacción total de los relaves de la cubeta, lo que quiere decir que se deben utilizar valores de resistencia no drenada residual o licuada.

En la práctica, los valores que se utilizan para el diseño de presas de relave son demasiado bajos, en el rango de un 4% a 12% del esfuerzo efectivo vertical, lo cual limita demasiado el diseño. Estos valores son calculados principalmente a partir del ensayo de campo SCPTu, utilizando para ello correlaciones propuestas por distintos autores que han analizado casos históricos de falla de flujo (e.g. Olson & Stark 2002; Robertson 2010). La falta de información en las propiedades de los materiales de algunos casos históricos de falla de flujo, junto con la falta de datos confiables de SCPTu, provocan que las correlaciones antes mencionadas presenten gran incertidumbre y entreguen valores bajos y conservadores. La utilización de valores tan bajos es justificada por motivos de seguridad, ya que, en caso de fallar, los tranques de relave pueden ocasionar grandes daños materiales, económicos y humanos debido a su gran volumen y magnitud.

Adicional a los ensayos de campo mencionados anteriormente, la resistencia no drenada residual puede ser determinada en laboratorio con diferentes tipos de ensayos. El equipo más comúnmente utilizado en la práctica es el ensayo triaxial seguido del ensayo de corte simple (DSS), cada uno de los cuales impone distintos estados tensionales a los suelos testeados. En la Figura 1.2 se observan los distintos modos de corte que pueden encontrarse en una falla de flujo con pendiente, ilustrando también los tipos de ensayos de laboratorio que más se asemejan a los estados tensionales existentes en una falla de talud. Olson & Stark (2002, 2003a) concluyen que la mayoría de los materiales envueltos en casos históricos de falla de flujo analizados se encontraban sujetos, en promedio, a condiciones de corte simple (DSS). Esto significa que el ensayo DSS representa de forma más fidedigna el comportamiento y los parámetros resistentes licuados de suelos susceptibles a fallas de flujo, por sobre el ensayo triaxial.

Una de las principales desventajas que posee el uso de ensayos de laboratorio por sobre el uso de ensayos de campo es la dificultad de obtener y ensayar muestras inalteradas, las cuales se ven perturbadas al momento de la extracción y del transporte. Por este motivo, es preferido el método de remoldeo de muestras, siendo el más estudiado y utilizado el apisonamiento húmedo (Moist Tamping, MP) debido a que permite obtener bajas densidades

de preparación, lo cual es de gran importancia cuando se requiere preparar y ensayar especímenes sueltos susceptibles a licuefacción. Sin embargo, el método MT no reproduce en su totalidad la fábrica de los relaves hidráulicamente depositados. Para superar esta problemática, la preparación de probetas usando el método Slurry Deposition (SD) ha sido utilizada y considerada como una forma de imitar la fábrica de los relaves hidráulicamente depositados. Sin embargo, estudios han demostrado que este método posee limitaciones en cuanto a reproducir la respuesta esfuerzo-deformación de los relaves (e.g. Reid & Fanni, 2020).

Algunas preguntas surgen en este contexto: (i) ¿Las muestras preparadas mediante metodología Moist Tamping entregan resultados similares que las muestras preparadas mediante Slurry?; (ii) ¿Cómo afecta el contenido de sólidos en la resistencia no drenada residual de relaves de cobre?; (iii) ¿Es recomendable el uso de muestras tipo Slurry por sobre el método Moist Tamping para la determinación de la resistencia no drenada residual de relaves?

Chile es uno de los países más sísmicos del mundo, donde la interacción de la placa de Nazca con la placa Sudamericana provoca distintos tipos de sismos, cada uno con propiedades diferentes, variando en duración y magnitud. Comúnmente los análisis de estabilidad de depósitos de relave consideran la licuefacción total de los relaves de la cubeta, fenómeno que puede ser provocado por una sollicitación estática o sísmica. Para recrear una sollicitación sísmica en laboratorio, los suelos son sometidos a cargas cíclicas hasta alcanzar la licuefacción representada típicamente por una deformación angular de 3.75% en amplitud simple y un incremento del exceso de presión de poros (R_u) igual a 1. Luego de esto, el material es sometido a corte monótono no drenado, conformando lo que se conoce como un ensayo monótono post cíclico. En este ensayo monótono post cíclico, al igual que en un ensayo monótono sin carga cíclica previa, se puede determinar la resistencia no drenada residual a grandes deformaciones.

Wijewickreme et al. (2005) realizaron pruebas triaxiales post cíclicas en relaves finos y obtuvieron razones de resistencia al corte post cíclica ($S_{u,PC}/\sigma'_{vc}$) en el rango de 0.13 a 0.60. De manera similar, Al Tarhouni (2008) realizó ensayos DSS post cíclicos en relaves de oro, obteniendo razones de resistencia al corte post licuada ($S_{u,PL}/\sigma'_{vc}$) en el rango de 0.10 a 0.36. Por otro lado, El Takch (2013) estimó la razón de resistencia crítica no drenada ($S_{u,cs}/\sigma'_{vc}$) mediante ensayo de corte de anillo (Ring Shear Test) en una etapa post cíclica sobre mezclas de arena y limo en diferentes porcentajes, obteniendo valores en el rango de 0.11 a 0.24. Como se puede notar, diferentes autores adoptan una nomenclatura diferente para $S_{u,r}$ (tal como se define en esta tesis) lo que generalmente genera confusión entre los profesionales.

Se ha observado que $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ obtenidos a través de ensayos post cíclicos se ven afectados por la relación de vacíos en una relación inversa (Wijewickreme, 2005; El Takch, 2013, Al-Tarhouni et al., 2011); y por contenido de limo en correlación directa, cuando la relación de vacíos es fijada (El Takch, 2013). Los efectos de la carga cíclica (historial de tensiones cíclicas) sobre la resistencia al corte post cíclica de los relaves no han sido estudiados con profundidad en el pasado. Al Tarhouni (2008) estudió los efectos del CSR y el nivel máximo de deformación de la etapa cíclica ($\gamma_{cyc,max}$) mientras que Sivathayalan y

Yazdi (2014) investigaron los efectos de $\gamma_{cyc,max}$ en la respuesta post cíclica de las arenas. Los autores encontraron una correlación inversa débil entre $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ y la deformación previa a la licuefacción (es decir, el nivel máximo de deformación alcanzado en la etapa cíclica). Wang et al., 2013 analizaron los efectos del exceso de presión de poros parcial ($R_u < 1.0$) sobre el comportamiento post cíclico de limos de baja plasticidad utilizando el aparato triaxial. Los especímenes que no se reconsolidaron después de la carga cíclica mostraron un comportamiento de transformación de fase y respuestas dilatantes para todos los niveles de R_u ensayados, y no se observaron relaciones con $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$. Sin embargo, se observó una disminución en la resistencia al corte pick (en ensayo post cíclico) con el aumento de R_u .

Algunas preguntas fundamentales surgen: (i) ¿La resistencia post cíclica es igual a la resistencia no drenada residual de un relave que no es sometido a sollicitación cíclica previa?; (ii) ¿La resistencia post cíclica de un relave de cobre varía con la demanda cíclica (CSR)?; (iii) ¿Cómo se ven afectados los parámetros resistentes post cíclicos del relave en caso de que la sollicitación cíclica no provoque la licuefacción del material ($R_u < 1$) ?; (iv) ¿Cómo varían los parámetros resistentes post cíclicos del relave de cobre cuando la deformación angular máxima de la etapa cíclica es superior a 3.75%?

Para responder las preguntas planteadas en párrafos anteriores, se debe determinar en primer lugar el comportamiento general en corte monótono no drenado del relave de cobre en estudio, enfocándose principalmente en la relación que tiene la resistencia no drenada residual con otras variables como la densidad y el esfuerzo efectivo de consolidación, para luego comparar con resultados de la literatura obtenidos por otros autores.

Dicho lo anterior, el presente trabajo de investigación propone caracterizar la respuesta no drenada residual de un relave de cobre, utilizando para ello el equipo de corte simple cíclico (CDSS) al ser el que más se asemeja al estado tensional de materiales licuables en un depósito de relaves. Se busca dar respuesta a las preguntas planteadas en los párrafos anteriores, comparando los resultados obtenidos con los existentes en la literatura para distintos tipos de relaves y suelos de similares características, con el fin último de contribuir al conocimiento actual que se tiene de las propiedades geomecánicas de relaves de cobre.

1.3 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del presente estudio es caracterizar la resistencia no drenada residual de relaves de cobre al ser sometido a distintos estados de carga, utilizando el equipo de corte simple cíclico (CDSS). Los estados de carga que se busca analizar son: carga monótona no drenada, carga cíclica y carga monótona post cíclica.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- 1) Determinar la resistencia no drenada residual de un relave de cobre solicitado en carga monótona no drenada (volumen constante) en el equipo CDSS y establecer la relación con el esfuerzo efectivo vertical de consolidación y la densidad de preparación.
- 2) Analizar el comportamiento ante carga monótona no drenada de muestras preparadas mediante método “slurry” a diferentes contenidos de sólidos y esfuerzo vertical de consolidación, comparando el comportamiento con las muestras preparadas mediante el apisonamiento húmedo (Moist Tamping).
- 3) Comparar los resultados obtenidos mediante el ensayo de corte simple DSS con resultados del ensayo triaxial CIU en muestras de relave preparadas a la misma densidad y ensayadas al mismo nivel de confinamiento.
- 4) Caracterizar el comportamiento general de las muestras de relave al ser sometidas a carga cíclica no drenada controlada por esfuerzo.
- 5) Analizar y caracterizar el comportamiento monótono post cíclico no drenado del relave de cobre en estudio, enfocándose en el parámetro de resistencia no drenada residual
- 6) Estudiar y analizar el efecto de la deformación angular máxima ($\gamma_{cyc,max}$) y el incremento máximo de presión de poros (R_u) en la respuesta post cíclica, enfocándose en la degradación de la rigidez y en los parámetros de resistencia del relave.

1.4 OPORTUNIDADES DE INVESTIGACIÓN

Diversos estudios han sido realizados en Chile sobre diferentes tipos de material de relave, principalmente los provenientes del proceso de flotación del cobre. Aun así, la gran mayoría de estos han sido realizados utilizando el equipo triaxial, al ser el ensayo más popular y el preferido en territorio nacional para caracterizar los parámetros resistentes de los suelos. La aplicación del ensayo de corte simple cíclico (CDSS) no es tan demandado por los clientes de laboratorios de materiales, haciendo que la cantidad de equipamiento existente en Chile sea bastante limitado y enfocado principalmente en el ámbito académico y de investigación. El Laboratorio de Ensayo de Materiales y Control de Obras (LEMCO) de la Universidad Técnica Federico Santa María, además de prestar servicio a clientes privados, tiene por objetivo apoyar la docencia e investigación, por lo que posee equipos de alta tecnología y modernos laboratorios que destacan dentro del territorio nacional. Uno de los equipos disponibles es el CDSS, lo que representa una oportunidad de explorar las propiedades de

diversos materiales en un modo de corte poco frecuente en el país, aportando conocimiento de valor en la geotecnia de relaves.

La continua generación de desechos que provoca la industria minera en Chile, y que se proyecta aumentará a lo largo de los años, hace que las normativas y regulaciones asociadas a depósitos de relave deban ser actualizadas continuamente con el objetivo de aumentar la seguridad y eficiencia del diseño, construcción, operación y cierre de tranques y embalses. La generación de nuevo conocimiento en el ámbito de los relaves se vuelve primordial para lograr esta tarea, siendo la investigación académica un pilar fundamental con un aporte significativo en el desarrollo del área. La presente investigación contribuirá en aumentar el conocimiento actual en la caracterización de la respuesta no drenada residual de relaves, entregando conocimientos que tienen por objetivo ser la base de futuras investigaciones y normativas.

1.5 RESUMEN DE TESIS

En la presente sección, se presenta un resumen de los contenidos de cada capítulo contenido en la actual tesis.

- Capítulo 1: Introducción. Presenta el contexto y la fundamentación de la problemática en estudio.
- Capítulo 2: Marco teórico. Presenta las bases teóricas del problema en estudio, así como las definiciones de conceptos claves que se abordan en la tesis.
- Capítulo 3: Revisión de literatura. Se presenta una revisión del estado del arte asociado a la resistencia no drenada residual de relaves y su relación con otros parámetros del suelo, presentando estudios previos realizados por otros autores dentro de la misma área.
- Capítulo 4: Metodología. Se describe el material de relave investigado junto con los resultados de los ensayos de caracterización, así como el programa experimental realizado en el equipo CDSS.
- Capítulo 5: Resultados de ensayos monótonos. Se presentan, describen y analizan los resultados obtenidos del programa experimental para el caso de los ensayos monótonos.
- Capítulo 6: Resultados de ensayos cíclicos y post cíclicos. Se presentan, describen y analizan los resultados obtenidos del programa experimental para el caso de ensayos cíclicos y post cíclicos.
- Capítulo 7: Conclusiones. Presenta las conclusiones generales del estudio, incluyendo desafíos futuros para próximos trabajos.
- Capítulo 8: Referencias.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

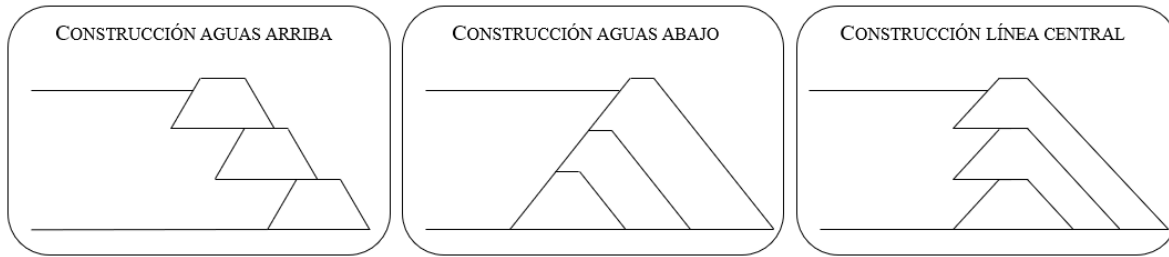


Figura 1.1: Métodos de construcción de tranques de relave.

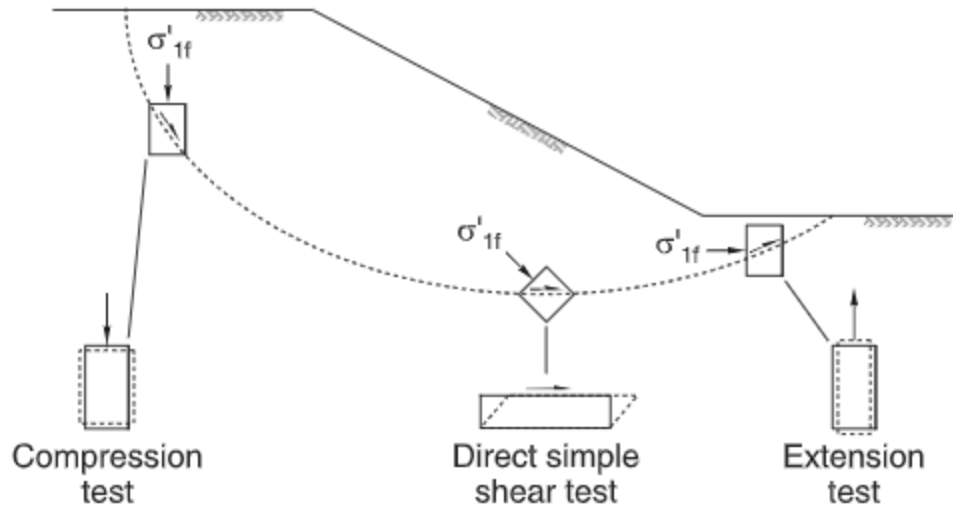


Figura 1.2: Modos de corte encontrados en una falla de flujo con pendiente y su relación con ensayos de laboratorio. Extraído de Olson & Mattson (2008).

2 MARCO TEÓRICO

2.1 INTRODUCCIÓN

En la siguiente sección se entrega el contexto teórico en el que se sitúa la presente investigación. Para comprender el comportamiento monótono y cíclico de muestras de relave en laboratorio y como estos se relacionan con la resistencia residual, se hace un repaso general del fenómeno de licuefacción, entendiendo la naturaleza detrás del fenómeno y analizando los distintos escenarios que podrían desencadenar una falla de flujo y movilidad cíclica. Luego, se describe y analiza el comportamiento de los suelos cuando son sometidos a cargas monótonas no drenadas, en donde conceptos como línea de estado crítico, transformación de fase, estado cuasi estable y superficie de colapso son explicados. Finalmente, se describe el comportamiento de suelos cuando son sometidos a cargas cíclicas no drenadas, analizando la evolución del esfuerzo efectivo vertical y la deformación angular a medida que los ciclos son aplicados. Se definen también los parámetros que sirven para determinar la licuefacción de las muestras cuando son sometidas a ciclos.

2.2 FENÓMENO DE LICUEFACCIÓN

2.2.1 DEFINICIÓN

La licuefacción se define como la transformación de un material granular desde un estado sólido a un estado líquido como consecuencia de un incremento en la presión de poros y una disminución de esfuerzo efectivo (“Definition of Terms Related to Liquefaction,” 1978). Sladen et al. (1985), basándose en Castro et al. (1982) entregan la siguiente definición de licuefacción: “Licuefacción es un fenómeno en donde una masa de suelo pierde un gran porcentaje de su resistencia al corte, cuando es sometido a cargas monótonas, cíclicas o de impacto, y fluye de una manera que imita a un líquido hasta que los esfuerzos de corte actuando en la masa son tan bajos como la resistencia al corte reducida”. Por otro lado, Jefferies & Been (2015) definen la licuefacción como un fenómeno en que el suelo pierde mucha de su resistencia o rigidez, generalmente por un periodo muy corto de tiempo, pero lo suficientemente largo para ser la causa de muchas fallas, muertes y pérdidas económicas.

Si bien la definición de licuefacción no es única y cada autor a lo largo de la historia ha entregado una propia, todas ellas apuntan a una disminución de la rigidez y resistencia del suelo producto del incremento de presión de poros. El incremento de la presión de poros es inducido por la tendencia de un suelo suelto a contraer cuando es sometido a esfuerzos de corte, los cuales pueden ser de origen estático o de origen sísmico, temas que son tocados en los siguientes acápite.

La licuefacción de suelos ocurre más fácilmente en suelos que se encuentran en un estado de compacidad suelto o medio, que tienen una capacidad drenante baja como es el caso de arenas limosas, arenas y gravas que se encuentran confinados por capas de sedimento impermeable (Youd & Idriss, 2001). En suelos sueltos, la licuefacción viene acompañada de un ablandamiento del suelo que provoca una caída importante en la resistencia y que a su vez provoca grandes deformaciones de corte.

2.2.2 LICUEFACCIÓN ESTÁTICA O FALLA DE FLUJO

Cuando el fenómeno de licuefacción es gatillado por condiciones de carga monótona, se habla de licuefacción estática. Para comprender el concepto de licuefacción estática, se debe definir la razón de esfuerzos η (stress ratio) presentada en la Ecuación 1:

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde q es el esfuerzo desviador y p' el esfuerzo efectivo promedio.

La razón de esfuerzos η aumenta en un determinado depósito de suelo cuando hay un incremento en el esfuerzo desviador q , lo que puede ocurrir debido a un aumento de la pendiente en el depósito. También, puede aumentar si existe una disminución en el esfuerzo efectivo promedio p' , lo que puede ocurrir cuando existe un aumento del nivel freático en un depósito de suelo, debido, por ejemplo, a fuertes lluvias. Cualquiera sea la situación, se puede iniciar el proceso de licuefacción estática si el depósito de suelo se encuentra lo suficientemente suelto.

Otro aspecto importante de analizar en la licuefacción estática es la ocurrencia del fenómeno post terremoto. En este caso la carga cíclica inducida por el sismo provoca un exceso de presión de poros que puede ocasionar la falla del depósito ante las mismas cargas solicitantes preexistentes.

En la Figura 2.1 se muestra la respuesta esquemática no drenada de un suelo susceptible a licuefacción cuando es sometido a cargas monótonas o cíclicas. Se puede observar que, independientemente del tipo de sollicitación, en ambos casos se alcanza la resistencia licuada o residual $S_u(LIQ)$ del suelo, parámetro que es abordado con profundidad en la sección 3.1 de la presente tesis. Otro aspecto importante a destacar es que la suma de sollicitaciones de corte debe ser superior a la resistencia residual o resistencia licuada para producir una falla de flujo.

Para comprender de mejor forma el fenómeno de licuefacción estática o falla de flujo, se deben analizar los distintos escenarios que pueden presentarse con respecto a la resistencia drenada del suelo S_d , resistencia no drenada residual $S_{u,r}$ (o $S_u(LIQ)$) y corte estático solicitante τ_{sd} . Este último parámetro corresponde a la sollicitación de corte existente en el depósito de suelo y que ha sido alcanzado en condiciones drenadas (por ejemplo, construcción lenta). Los cuatro escenarios son representados en la Figura 2.2 propuesta por Verdugo (1995) y su análisis se desarrolla en los siguientes acápite.

2.2.2.1 ESCENARIO A: RESISTENCIA NO DRENADA > RESISTENCIA DRENADA > CORTE SOLICITANTE

En este caso de análisis, el suelo se encuentra en estado denso, lo que puede observarse en el comportamiento de endurecimiento por deformación (strain hardening) que presenta el suelo al ser sometido a carga no drenada (este tipo de comportamiento se profundiza en la sección 2.3.2). Dado que el corte estático solicitante es menor que la resistencia drenada y la resistencia no drenada, no existe la posibilidad de ocurrencia de una falla de flujo o licuefacción estática.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.2.2.2 ESCENARIO B: RESISTENCIA DRENADA > RESISTENCIA NO DRENADA > CORTE SOLICITANTE (CASO DILATANTE)

En este escenario, a diferencia del anterior, el suelo se encuentra en un estado de compacidad medio denso a denso, lo que puede notarse en que la resistencia drenada es superior a la resistencia no drenada. El suelo a medida que deforma en corte monótono no drenado tiende a endurecer y aumentar la resistencia no drenada residual. Dado que ambas resistencias son mayores que el corte estático solicitante, no ocurrirá falla de flujo.

2.2.2.3 ESCENARIO C: RESISTENCIA DRENADA > RESISTENCIA NO DRENADA > CORTE SOLICITANTE (CASO CONTRACTIVO)

Si bien en este escenario es similar al presentado en el escenario B con respecto al orden de los valores de resistencias, el suelo se encuentra en un estado más suelto que en el caso anterior, lo que puede observarse en la curva tensión-deformación del caso no drenado. Se logra observar que el suelo alcanza un valor peak de resistencia hasta caer a un valor estable (resistencia no drenada residual), la cual sigue siendo mayor que el corte solicitante, por lo que no ocurriría falla de flujo.

2.2.2.4 ESCENARIO D: RESISTENCIA DRENADA > CORTE SOLICITANTE > RESISTENCIA NO DRENADA.

En este caso, se observa que el suelo se encuentra en estado suelto al existir una caída importante en la resistencia no drenada, con valores que se encuentran por debajo del corte estático solicitante. Dado esto último, existe una alta probabilidad de ocurrencia de una falla de flujo.

2.2.3 MOVILIDAD CÍCLICA

La movilidad cíclica es el fenómeno de degradación de la rigidez del suelo cuando es sometido a cargas cíclicas o cargas sísmicas, como consecuencia del incremento de presión de poros. Se diferencia de la licuefacción estática o licuefacción de flujo debido a que la sollicitación de corte cíclica más la estática es menor a la resistencia licuada o resistencia residual del suelo, y además puede ocurrir en suelos que se encuentran en estado denso si es que la carga cíclica es suficientemente fuerte y de larga duración. En este tipo de licuefacción, la pérdida de rigidez puede provocar grandes deformaciones en el suelo que terminan una vez que la carga cíclica o sísmica finaliza, motivo por el cual es llamado movilidad cíclica.

El comportamiento cíclico no drenado de suelos y su vínculo con la movilidad cíclica y licuefacción es tocado en profundidad en la sección 2.4.

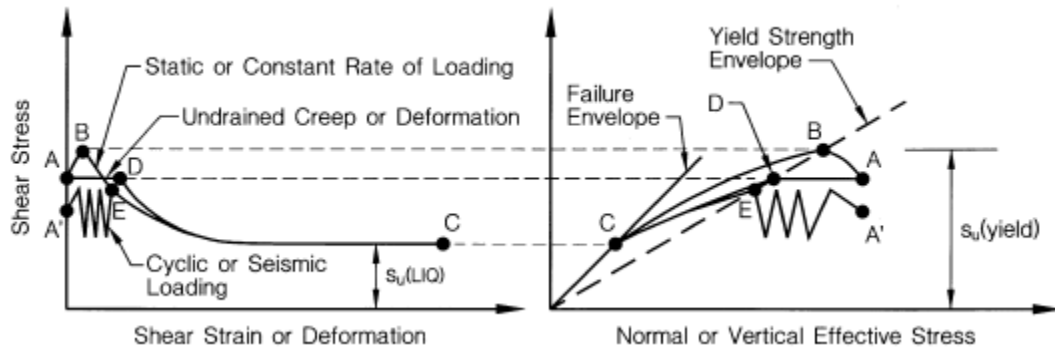


Figura 2.1: Respuesta esquemática no drenada de un suelo susceptible a licuefacción. Fuente: Olson (2001)

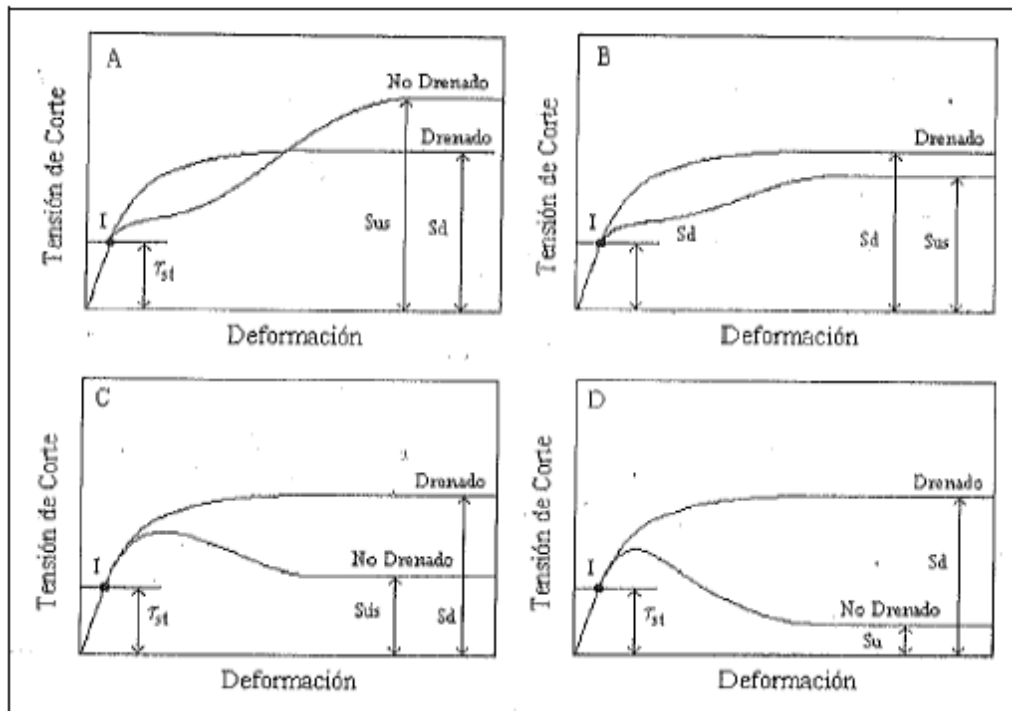


Figura 2.2: Escenarios de análisis de falla de flujo con respecto al comportamiento drenado y no drenado de suelos arenosos. Fuente: Verdugo (1995)

2.3 COMPORTAMIENTO MONÓTONO NO DRENADO DE SUELOS

Para comprender el comportamiento que presentan los suelos, y más adelante, los relaves cuando son sometidos a carga monótona en condición no drenada, se debe realizar un paso por los conceptos de estado crítico y su representación en los planos de esfuerzo, deformación y densidad. En una primera instancia, se habla de la línea que representa los límites entre los que un suelo puede y no puede existir, llamada línea de estado crítico. En segundo lugar, se necesita profundizar entre los estados y definiciones por los que pasa un suelo al ser sometido a carga no drenada. En este sentido, las definiciones de transformación de fase y estado cuasi estable son necesarias para comprender en totalidad el comportamiento monótono no drenado de los suelos. Finalmente, se habla de la superficie de colapso y la envolvente de resistencia peak (yield).

2.3.1 LÍNEA DE ESTADO CRÍTICO

La línea de estado crítico, o CSL por sus siglas en inglés (Critical State Line), corresponde a las condiciones de relación de vacíos-esfuerzos efectivos a la que llega un suelo al ser sometido a grandes deformaciones por solicitaciones de corte, y en donde no existen cambios en la relación de vacíos ni en los esfuerzos efectivos.

La CSL es representada en un espacio tridimensional $e - p' - q$ (relación de vacíos, esfuerzo efectivo normal y esfuerzo desviador, respectivamente), o, de forma similar, en el espacio $e - \sigma'_c - \tau$ (relación de vacíos, esfuerzo efectivo de confinamiento y esfuerzo de corte, respectivamente) como se muestra en la Figura 2.3. La CSL se utiliza para describir los límites y los estados tensionales en donde un suelo puede y no puede existir.

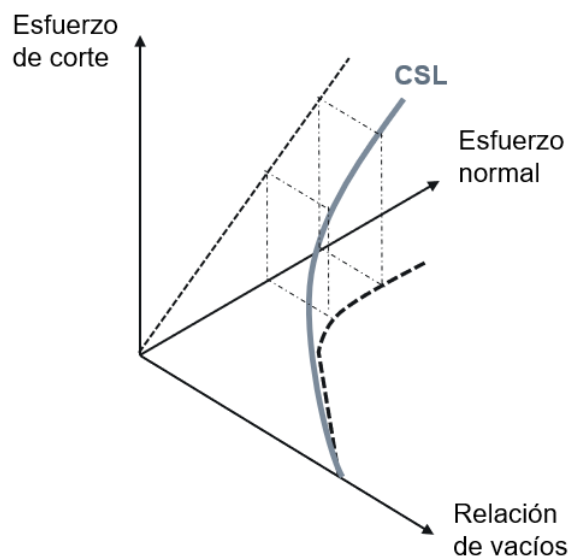


Figura 2.3: Línea de estado crítico (CSL).

Cuando la CSL es graficada en el plano relación de vacíos – esfuerzo de confinamiento ($e - p'$ o $e - \sigma'_c$) permite conocer el tipo de comportamiento que tendrá el suelo al ser sometido a solicitaciones de corte al conocer su densidad. Esto puede explicarse

gráficamente con la Figura 2.4: Suelos con relación de vacíos sobre la CSL (densidad menor que la crítica) tienden a contraer para alcanzar el estado crítico (Punto A), mientras que suelos con relaciones de vacíos bajo la CSL (densidad mayor que la crítica) tienden a dilatar para alcanzar el estado crítico (Punto B).

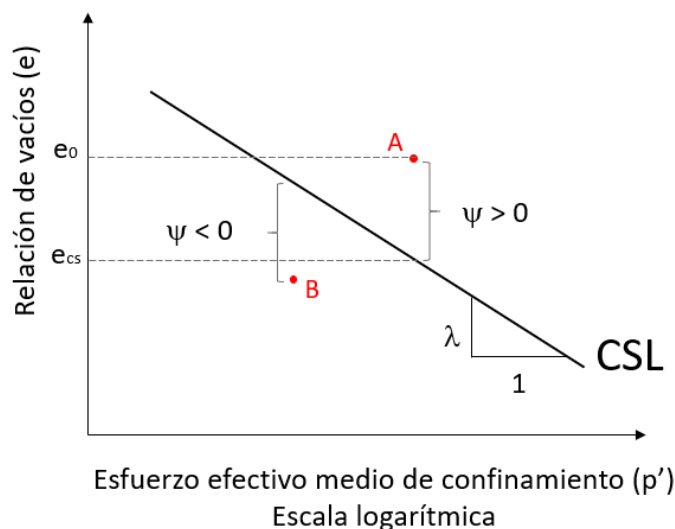


Figura 2.4: Línea de estado crítico (CSL) en el plano relación de vacíos - Esfuerzo de confinamiento.

2.3.1.1 HISTORIA Y DESARROLLO

Diversos autores han aportado en el desarrollo de la mecánica de suelos del estado crítico (Critical state soil mechanics, CSSM) y en el desarrollo de la línea de estado crítico/estable. En la Figura 2.5, se muestra un breve esquema con algunos autores que han hecho contribuciones en el área, y en los siguientes párrafos, se describe con un poco más de profundidad los aportes y estudios realizados

Casagrande (1936) observó que suelos no cohesivos, bajo carga no drenada, alcanzaban un mismo valor de porosidad a grandes deformaciones, independiente del estado de densidad inicial. Así, suelos no cohesivos que se encontraban inicialmente en un estado denso, aumentan su volumen hasta alcanzar una densidad crítica, mientras que suelos inicialmente sueltos disminuían su volumen hasta alcanzar la densidad crítica. En aquel estado, el suelo puede sufrir cualquier valor de deformación sin sufrir ningún cambio de volumen.

Roscoe et al. (1958) realizaron ensayos triaxiales y de corte simple a muestras de arcilla, identificando que el último tramo de la trayectoria de esfuerzos terminaba en una línea única a la que denominaron “línea de relación de vacíos crítica” (Critical Void Ratio Line, CVRL). Los autores demostraron que la CVRL existía en el espacio $e - p' - q$, en donde, a grandes deformaciones, y a cualquier aumento en la deformación de corte en carga drenada, no existía ningún cambio en la relación de vacíos, mientras que, para ensayos no drenados, no se identificó ningún cambio en el esfuerzo efectivo ni la resistencia al corte a grandes deformaciones. Los autores también observaron el comportamiento de suelos granulares no cohesivos y limos, sugiriendo que debían exhibir el mismo comportamiento.

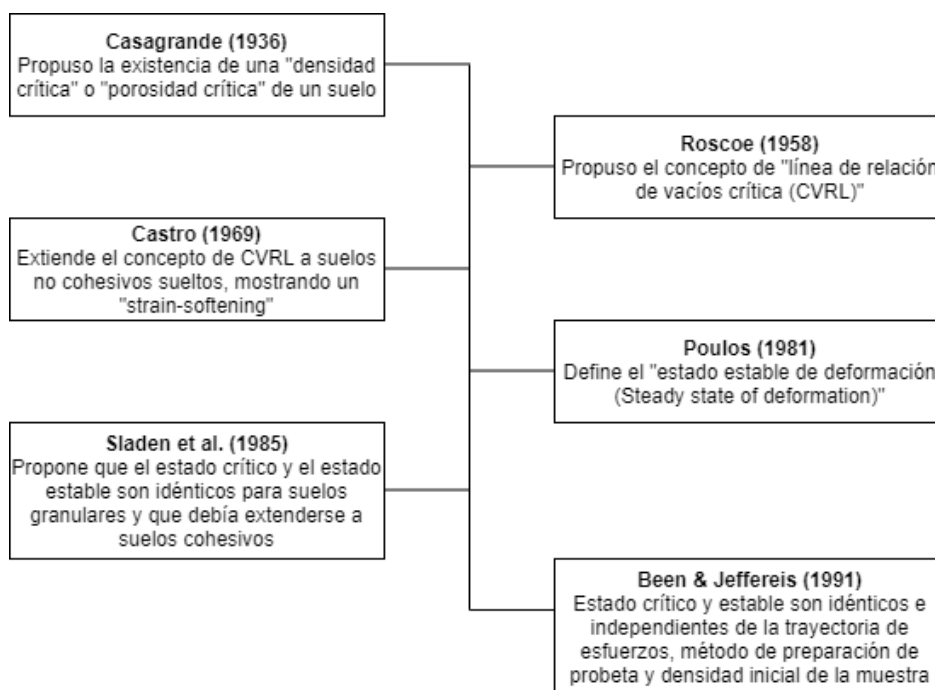


Figura 2.5: Breve esquema de los aportes realizados por diversos autores al desarrollo de la mecánica de suelos del estado crítico. Fuente: Kang, 2019

Castro (1969) extendió el estudio a suelos granulares no cohesivos, específicamente arenas. El autor realizó ensayos no drenados cíclicos y monótonos a suelos no cohesivos sueltos, mostrando que estos exhibían un comportamiento de ablandamiento por deformación o strain-softening para alcanzar el estado crítico o el estado estable.

Poulos (1981) definió el “estado estable de deformación (steady state of deformation)” como: “El estado estable de deformación de cualquier masa de partículas es el estado en el cual la masa es deformada continuamente a volumen constante, esfuerzo efectivo normal constante, esfuerzo de corte y velocidad constantes. El estado estable de deformación es alcanzado solo después de que la orientación de todas las partículas ha alcanzado estadísticamente una condición de estado estable y después de que cualquier ruptura de partículas, en caso de existir, esté completo, de tal forma que el esfuerzo de corte necesario para continuar la deformación y la velocidad de deformación permanecen constantes.”

Sladen et al. (1985) sugirieron que el concepto estado estable es el mismo que el estado crítico para suelos no cohesivos, y que este debe extenderse a suelos cohesivos. Además, Sladen et al. (1985) mostraron que existe una superficie en el plano $e - p' - q$ que gatillaría el colapso y ablandamiento por deformación en corte no drenado, la cual es denominada “superficie de colapso”. Además, afirmaron que una condición necesaria para que se produzca licuación, es que el estado del suelo se encuentre en aquella superficie.

Been et al. (1991) mediante análisis de una arena uniformemente graduada, de fina a media, demostraron que el estado crítico y estable resultan ser idénticos e independientes de la trayectoria de esfuerzos, del método de preparación de la muestra y de la densidad inicial. Además, los datos sugieren que el ángulo de fricción en arenas es función de la relación de vacíos al estado crítico. Los autores entregaron pruebas de que el estado estable de una arena

es único y que la línea de estado crítico/estable es no-lineal y tiene una marcada incremento de la pendiente a niveles de esfuerzo mayores que 1000 kPa.

2.3.1.2 FACTORES QUE AFECTAN LA LÍNEA DE ESTADO CRÍTICO

Zlatović & Ishihara (1995) y Fear & Robertson (1995) entregaron evidencia de que la pendiente de la Línea de Estado Crítico aumentaba (se volvía más “inclinada”) al aumentar el contenido de finos, lo que se puede observar en la Figura 2.6 propuesta por Fear & Robertson (1995) con la arena de Ottawa. Las líneas segmentadas representan la arena limpia de Ottawa, la cual comienza a inclinarse a medida que le agregan finos, manteniendo prácticamente constante el intercepto a 1 kPa. Por otra parte, Olson & Stark (2003) presentan datos de laboratorio que demuestran que la pendiente de la CSL no depende exactamente del contenido de finos, como puede observarse en la Figura 2.7, donde se gráfica el contenido de finos versus λ . Las diferencias entre estos resultados pueden explicarse con lo postulado por Poulos (1981), que demostró que la pendiente de la línea de estado crítico cambia con la variación de la angularidad de los granos, mientras que la graduación del suelo cambia la posición vertical de la CSL. Al introducir finos en una arena limpia, cambiará la interacción entre partículas, cambiando consecuentemente la angularidad de los granos que formaban el suelo anterior.

Otros factores que afectan a la línea de estado crítico o línea de estado estable son investigados y resumidos por Kang et al. (2019), y pueden observarse en la Figura 2.8.

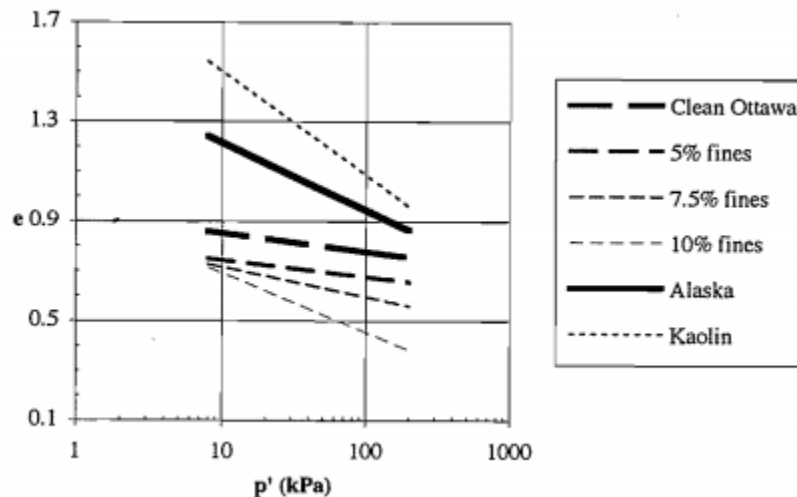


Figura 2.6: Influencia del contenido de finos en la pendiente de la Línea de Estado Crítico (CSL). Fuente: Fear & Robertson (1995)

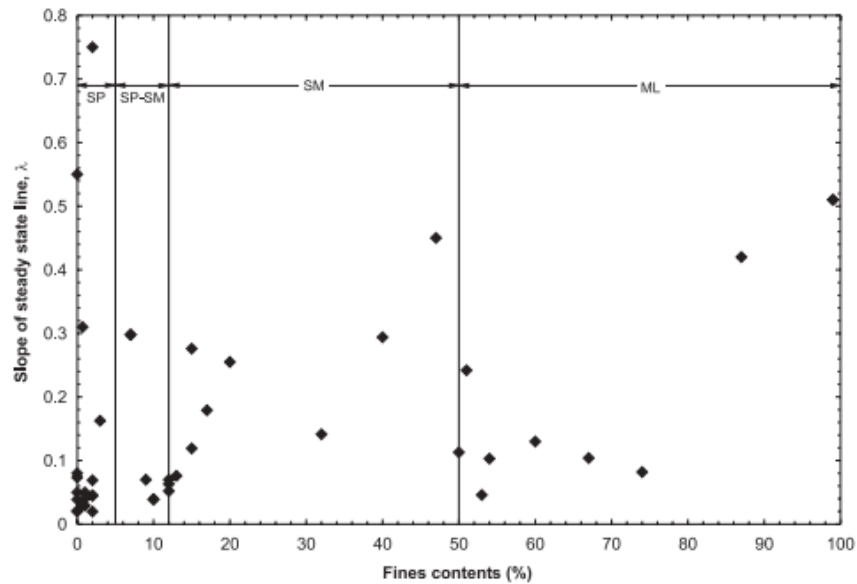


Figura 2.7: Pendiente de la línea de estado crítico vs contenido de finos. Fuente: Olson & Stark (2003)

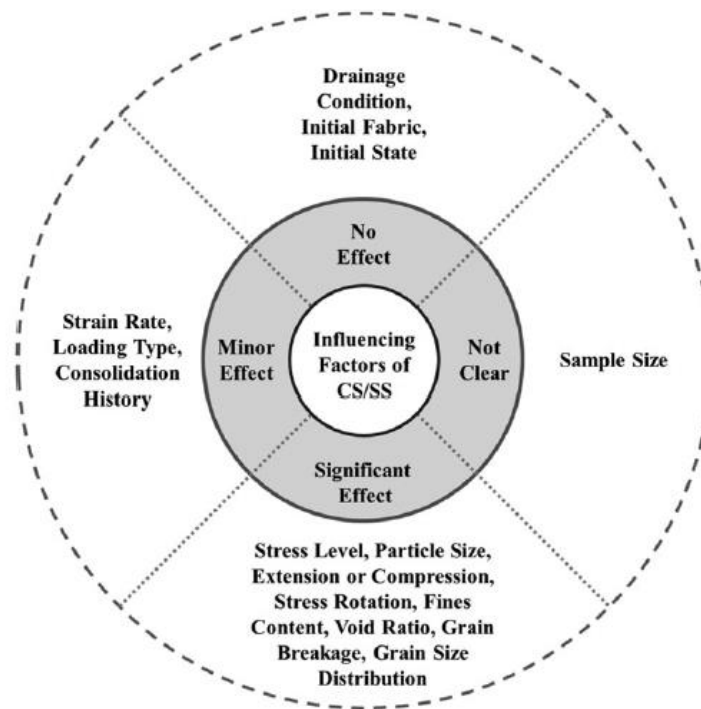


Figura 2.8: Factores que afectan el estado crítico/estado estable. Fuente: Kang et al. (2019)

2.3.2 ESTADO ÚLTIMO, TRANSFORMACIÓN DE FASE Y ESTADO CUASI ESTABLE

El estado último es definido como el estado que alcanzan las arenas a grandes o medias deformaciones, cuando no existe ningún cambio en los esfuerzos efectivos del suelo, ya sea en términos de aumento o disminución. Es decir, el incremento de esfuerzo en este estado es cero. Cuando una arena es sometida a corte monótono no drenado, todos los puntos

en el estado último alcanzan una única línea en el espacio $e - p'$, independiente de la densidad inicial y del esfuerzo de confinamiento inicial, llamada línea de estado último o línea de estado crítico (ver sección 2.3.1, Figura 2.3)

Para comprender los distintos comportamientos que puede presentar un suelo corte monótono no drenado, y como estos comportamientos se relacionan con la línea de estado último o crítico, se debe estudiar como base el comportamiento general de las arenas, el cual puede observarse esquemáticamente en la Figura 2.9 propuesta por Yoshimine & Ishihara (1998). En la Figura 2.9a se observa el comportamiento en el plano relación de vacíos – esfuerzo de confinamiento para muestras preparadas a distintas densidades y consolidadas a la misma presión de confinamiento, mientras que en la Figura 2.9b se observa el comportamiento en el mismo plano, pero de muestras que se encuentran en la misma línea de consolidación inicial (preparadas a la misma densidad).

Tres estados distintos pueden observarse de la Figura 2.9c a la Figura 2.9f, los cuales son denominados, respectivamente: Transformación de fase (Phase transformation), Estado cuasi estable (Quasi steady state, QSS) y Estado crítico (Critical steady state).

Cuando una arena es ensayada a una densidad muy alta (relación de vacíos muy baja) con respecto a la CSL, no existe una caída considerable en el esfuerzo medio de confinamiento, y el corte suele ir acompañado de una alta rigidez, como puede observarse en la Figura 2.9c. A grandes deformaciones el suelo alcanza el estado último de deformación, lo que significa que alcanza la línea de estado último o CSL.

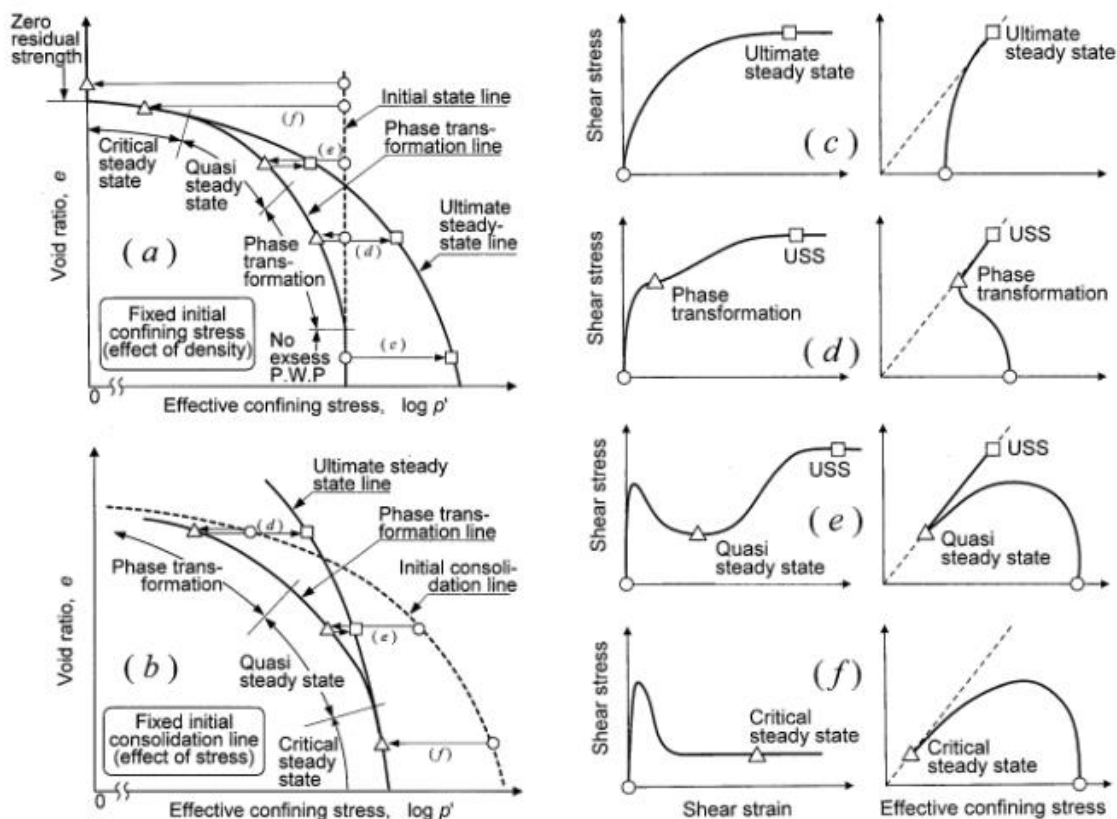


Figura 2.9: Comportamiento general de arenas en corte monótono no drenado. Fuente: Yoshimine & Ishihara (1998)

Si la relación de vacío aumenta ligeramente (densidad disminuye), un estado de estabilidad aparente en el esfuerzo de corte aparece en la curva tensión-deformación (ver Figura 2.9d), acompañado de un punto de mínimo esfuerzo efectivo medio de confinamiento en el plano de los esfuerzos. En este punto, el comportamiento pasa de ser contractivo a dilatante, aumentando el esfuerzo medio de confinamiento y el esfuerzo de corte a medida que aumenta la deformación, hasta alcanzar el estado último. Al punto de cambio entre el comportamiento contractivo a dilatante se le denomina punto de transformación de fase (Ishihara et al., 1975).

Al seguir aumentando la relación de vacíos (Figura 2.9e), manteniendo el mismo esfuerzo efectivo de confinamiento que en el caso anterior, el suelo presenta una caída en el esfuerzo de corte que pareciera tener una aparente estabilidad, acompañado de un punto de mínimo esfuerzo efectivo de confinamiento, alcanzando ambos esfuerzos un valor mínimo. Si la deformación continúa aumentando, tanto el esfuerzo medio de confinamiento como el esfuerzo de corte aumentan hasta alcanzar el estado último. Al punto de mínimo esfuerzo de corte y mínimo esfuerzo de confinamiento se le denomina “cuasi estado estable” (Alarcon-Guzman et al., 1988). El punto QSS es, en efecto, un punto de transformación de fase, siendo la principal diferencia entre ambos que en uno existe una caída notoria en el esfuerzo de corte (QSS), mientras que en el otro (transformación de fase) no existe tal descenso.

Cuando la relación de vacíos es lo suficientemente alta en comparación con la línea de estado crítico, el comportamiento se vuelve contractivo en su totalidad y el punto de transformación de fase tiende a desaparecer (Figura 2.9f). Luego de alcanzar un valor peak, existe una notoria caída en el esfuerzo de corte hasta un estado estable, llamado estado crítico, el cual coincide con la definición de estado último.

A diferencia de la línea de estado crítico, las líneas que definen los puntos de transformación de fase (llamado línea de transformación de fase, PTL) y cuasi estado estable (línea de estado cuasi estable, QSSL) dependen de la densidad y el esfuerzo efectivo de confinamiento inicial, así como de las condiciones de ensayo y la fábrica (Jefferies & Been, 2015). A medida que la relación de vacíos del suelo aumenta o el esfuerzo inicial de confinamiento aumenta, la PTL o QSSL tienden a acercarse a la CSL, como puede apreciarse en la Figura 2.10, con datos obtenidos por Verdugo (1992). Cuando eso ocurre, el suelo no presenta endurecimiento por deformación después de alcanzar el valor mínimo post peak en el esfuerzo de corte.

2.3.3 SUPERFICIE DE COLAPSO

2.3.3.1 DEFINICIÓN

La superficie de colapso corresponde a los puntos en el plano tridimensional relación de vacíos - esfuerzo de confinamiento - esfuerzo de corte ($e - p' - q$) que representan las condiciones que gatillarían la licuefacción de flujo o un comportamiento de ablandamiento por deformación (strain-softening) (Sladen et al., 1985). La Figura 2.11 muestra un esquema de la superficie de colapso en el plano tridimensional $e - p' - q$.

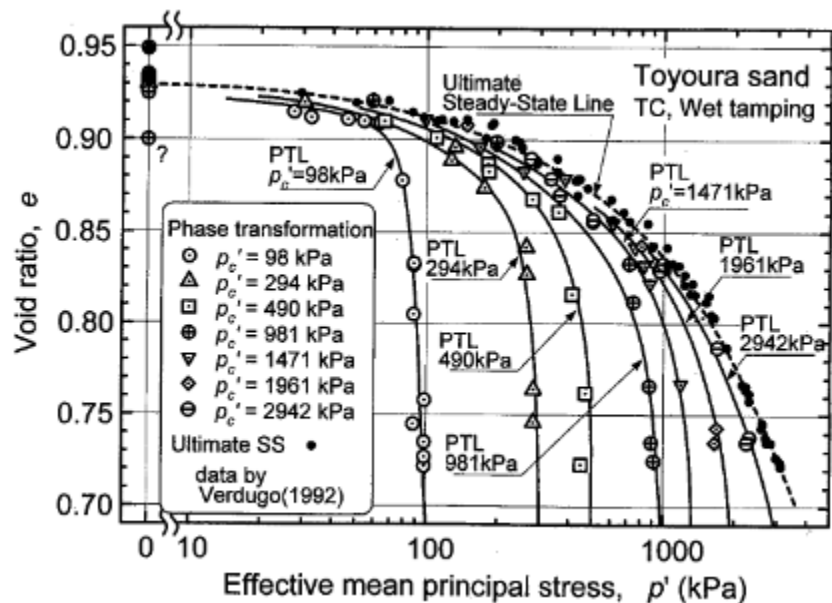


Figura 2.10: Líneas de transformación de fase (PTL) y línea de estado crítico para la arena de Toyoura. Fuente: Verdugo (1992).

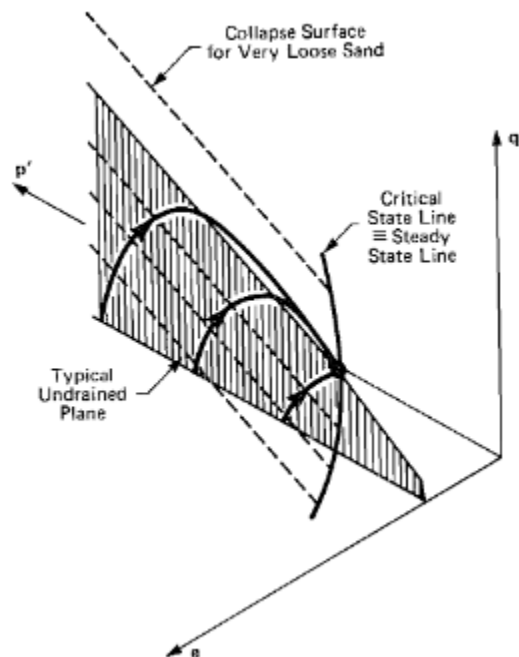


Figura 2.11: Esquema de la superficie de colapso en el plano tridimensional relación de vacíos - esfuerzo de corte - esfuerzo de confinamiento. Fuente: (Sladen et al., 1985a)

En la Figura 2.1 se puede observar que el suelo en carga monótona alcanza en primer lugar un valor peak de resistencia (punto B), llamado resistencia yield ($S_{u,y}$) para luego disminuir su resistencia hasta un valor constante denominado resistencia licuada ($S_{u(LIQ)}$) o resistencia residual ($S_{u,r}$). El valor peak alcanzado ($S_{u,y}$) define la envolvente de esfuerzos peak o yield, que corresponde al mismo concepto que la superficie de colapso. La superficie

de colapso o envolvente yield representa los esfuerzos de corte máximos que puede alcanzar un determinado suelo cuando es sometido a carga no drenada y producen una envolvente de esfuerzos peak aproximadamente lineal en el espacio de la trayectoria de esfuerzos ($p' - q$).

La superficie de colapso ha sido estudiada por diversos autores durante las últimas décadas [e.g. Kramer & Seed (1988); Lade (1992); Ishihara (1993); Konrad (1993); Sasitharan et al. (1994), Olson (2001), Olson & Stark (2003a), entre otros] cada uno de los cuáles ha utilizado diferentes nombres y terminologías.

La pendiente de la superficie de colapso en el plano $p' - q$ suele ser denotada como M_L y se relaciona con el ángulo de fricción efectivo yield (Mohr Coulomb) de acuerdo con la Ecuación 2:

$$\phi_y = \frac{3M_L}{6 + M_L} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde ϕ_y es el ángulo de fricción efectivo yield (Mohr Coulomb) y M_L es la pendiente de la superficie de colapso en el plano $p' - q$.

Cuando se normaliza el esfuerzo de corte pick por el esfuerzo efectivo vertical, se le denomina razón de resistencia yield ($S_{u,y}/\sigma'_{vo}$).

La importancia de la superficie de colapso o la envolvente de resistencia yield del suelo radica en que, cuando un suelo es sometido a sollicitaciones de corte en condiciones no drenadas (o volumen constante) el suelo alcanzará este valor peak, que representa la condición de gatillamiento para la licuación de flujo. Luego de superado este punto de resistencia, el exceso de presión de poros aumenta a una tasa mayor, ocurriendo el ablandamiento por deformación (strain softening), hasta alcanzar una resistencia estable denominada resistencia licuada o residual.

2.4 COMPORTAMIENTO CÍCLICO NO DRENADO DE SUELOS

En la siguiente sección se profundiza el comportamiento cíclico no drenado de suelos en general y su vínculo con la licuefacción.

2.4.1 DEFINICIONES PRELIMINARES

Antes de profundizar en el comportamiento cíclico no drenado de suelos, se deben definir algunos conceptos que serán utilizados en los siguientes acápite y en la presente investigación.

2.4.1.1 RAZÓN DE DEMANDA CÍCLICA CSR (CYCLIC STRESS RATIO)

En un ensayo controlado por esfuerzo en el equipo CDSS, la razón de tensión cíclica (CSR) corresponde a la razón entre el esfuerzo de corte solicitante y el esfuerzo efectivo vertical de consolidación y se define de acuerdo con la Ecuación 3:

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_{vc}} \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde τ es el esfuerzo de corte solicitante en la muestra de suelo y σ'_{vc} corresponde al esfuerzo efectivo vertical de consolidación.

Para el caso del ensayo triaxial, el parámetro CSR queda definido de acuerdo con la Ecuación 4:

$$CSR = \frac{q}{2p'_c} \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde q corresponde al esfuerzo desviador calculado como $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$, con σ'_1 correspondiente al esfuerzo principal mayor y σ'_3 el esfuerzo principal menor, mientras que p'_c es el esfuerzo efectivo de confinamiento inicial o al final de la consolidación.

Es importante notar que ambas definiciones tienen el mismo significado físico, cambiando solo el equipo de laboratorio en el cual es definida.

2.4.1.2 RAZÓN DE EXCESO DE PRESIÓN DE POROS R_u (EXCESS PORE PRESSURE RATIO)

Este parámetro se define de acuerdo con Ecuación 5:

$$R_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde Δu corresponde al incremento de presión de poros.

2.4.2 COMPORTAMIENTO GENERAL

La Figura 2.12 muestra un esquema del comportamiento cíclico no drenado de relaves ensayados en el equipo de corte simple cíclico (CDSS), en un ensayo controlado por esfuerzo. La muestra fue consolidada a un esfuerzo efectivo vertical igual a 200 kPa y sometida a ciclos con una demanda de corte igual a 25 kPa, lo que entrega un CSR igual a 0.125. El motivo de explicar el comportamiento cíclico general de los suelos en el CDSS se debe a que este ensayo fue el utilizado en la presente investigación.

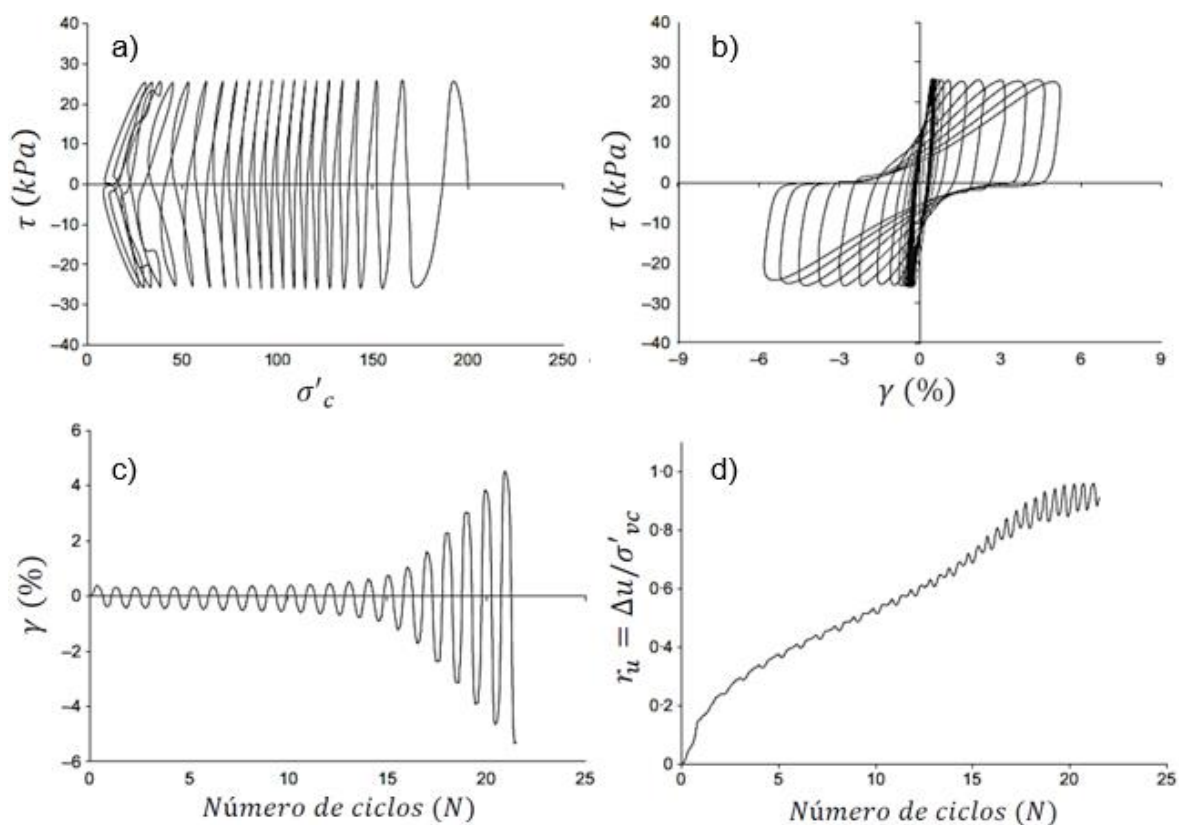


Figura 2.12: Comportamiento cíclico no drenado de relaves en corte simple cíclico (DSS). a) Trayectoria de tensiones cíclicas, b) Ciclos de histéresis, c) Deformación angular versus número de ciclos, d) Evolución del exceso de presión de poros normalizada.

En la Figura 2.12a puede observarse la trayectoria de tensiones cíclicas de la muestra, comenzando desde el esfuerzo de consolidación igual a 200 kPa. Los ciclos son aplicados hasta alcanzar el valor del corte solicitante igual a 25 kPa, lo que comienza a provocar una disminución del esfuerzo efectivo en la muestra de suelo y un aumento en la presión de poros que puede observarse en la Figura 2.12d con el parámetro R_u definido en la sección 2.4.1.2.

En los primeros ciclos de ensayo la deformación angular de la muestra se mantiene en valores bajos, menores al 0.5%, como puede notarse en la Figura 2.12c, lo cual significa que el suelo mantiene altos niveles de rigidez y se mantiene oscilando en la parte lineal elástica de la muestra. Esto último se advierte de igual forma mirando los ciclos de histéresis en la Figura 2.12b los cuales siguen una trayectoria cerrada.

A medida que aumenta el número de ciclos, el exceso de presión de poros comienza a aumentar y la muestra pierde confinamiento, lo que se traduce en un incremento del valor de R_u y una pérdida de rigidez que puede notarse en los ciclos de histéresis (Figura 2.12b) que comienzan a abrirse. Esto último provoca un incremento rápido de la deformación angular de la muestra que comienza aproximadamente en el ciclo número 15 para la probeta analizada.

Ya en la parte final del ensayo R_u alcanza un valor igual o muy cercano a la unidad, lo que significa que la muestra perdió todo el confinamiento. La rigidez se ve degradada y la deformación angular alcanza valores muy altos, por sobre el 3-4%.

2.4.3 CRITERIOS PARA DEFINIR LA LICUEFACCIÓN

En general, dos criterios son utilizados para definir la licuefacción cuando los suelos son sometidos a cargas cíclicas:

- Criterio N°1: El exceso de presión de poros se iguala al confinamiento inicial de la muestra, lo que significa que no existe contacto entre partículas del suelo. Este criterio significa que:

$$R_u = 1.0$$

- Criterio N°2: La deformación de la muestra (axial en el caso del equipo triaxial y angular en el equipo DSS) supera un cierto valor predefinido, el cual dependerá del tipo de proyecto en el que se trabaja. Generalmente este valor es 3.75% en amplitud simple o 7% en amplitud doble:

$$\gamma \text{ o } \varepsilon_a \geq 3.75\%$$

2.4.4 GENERACIÓN DE PRESIÓN DE POROS EN SUELOS LIMOSOS

Singh (1996) comparó la generación de presión de poros en limos y en arenas utilizando el equipo triaxial. Los resultados pueden observarse en la Figura 2.13, de donde se desprende que las arenas poseen una tasa más alta de generación de presión de poros, por lo que el criterio $R_u = 1.0$ para definir la licuefacción sería válido solo para arenas, y no para limos.

Los relaves clasifican generalmente como arenas limosas, limos arenosos o limos de baja o nula plasticidad, por lo que el criterio de deformación debiese ser utilizado para considerar el inicio de la licuefacción por sobre el criterio de exceso de presión de poros.

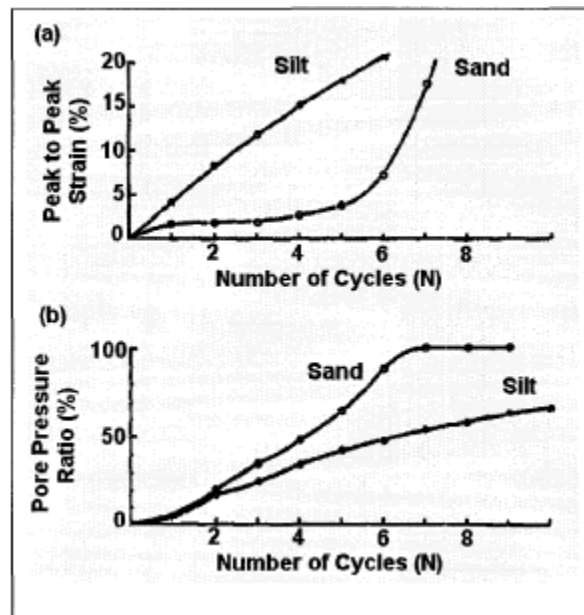


Figura 2.13: Comparación de arena suelta con limo. a) Deformación pick a pick en función del número de ciclos. b) Razón de presión de poros en función del número de ciclos. Fuente: Singh (1996).

2.4.5 RESISTENCIA CÍCLICA

La resistencia cíclica se define como la razón entre el esfuerzo de corte solicitante para producir la licuefacción a un número de ciclos N y el esfuerzo efectivo de confinamiento. A medida que aumenta la demanda de corte cíclico, menor cantidad de ciclos son requeridos para alcanzar el criterio de falla y viceversa. Una recopilación de curvas de resistencia cíclica para relaves es mostrada en la Figura 2.14, recopiladas por Wijewickreme et al. (2005), en donde se puede apreciar el criterio para definir la licuefacción y los distintos autores que obtuvieron las curvas.

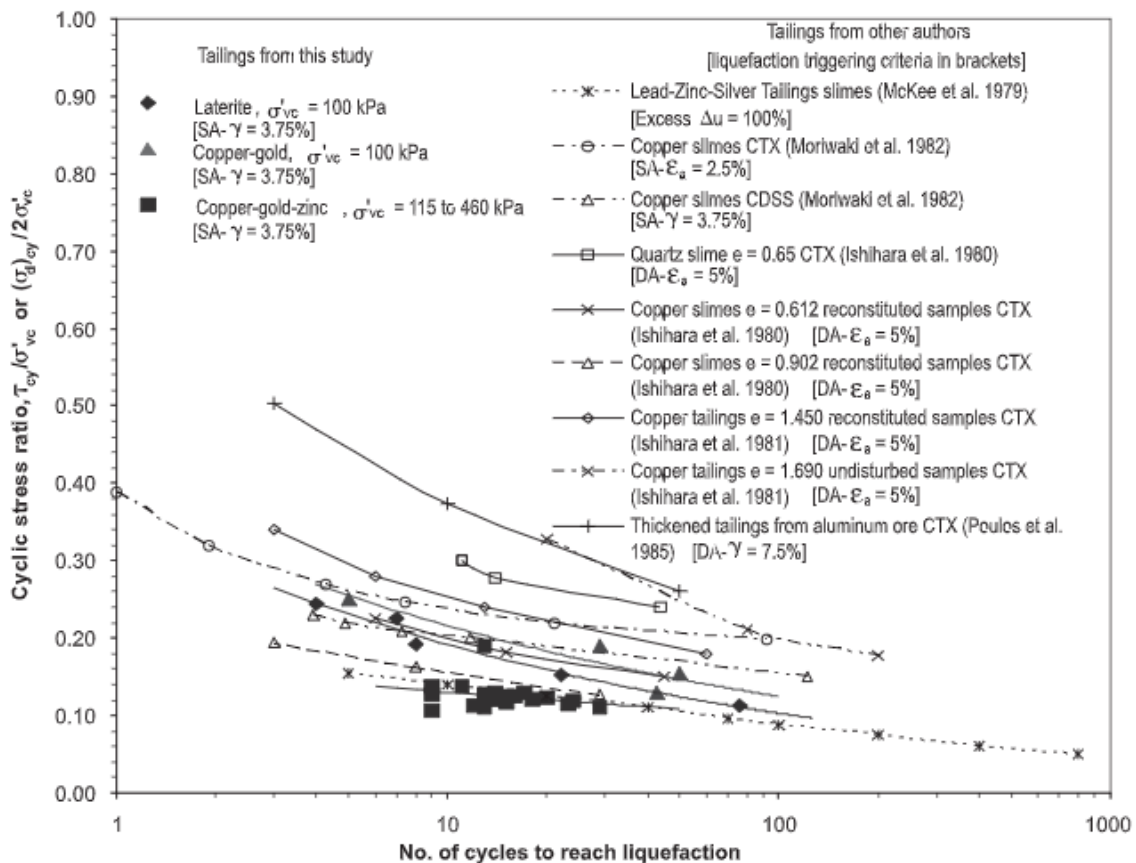


Figura 2.14: Curvas de resistencia cíclica para distintos relaves. Fuente: Wijewickreme et al. (2005)

2.4.6 FACTORES QUE AFECTAN A LA RESISTENCIA CÍCLICA

A continuación, se detallan algunos de los factores que influyen en la resistencia cíclica de suelos.

2.4.6.1 PRESIÓN DE CONFINAMIENTO

Los efectos del confinamiento en la resistencia cíclica han sido estudiados en la literatura con resultados diversos. Wijewickreme et al. (2005) en muestras de relaves de laterita obtuvo que la resistencia cíclica disminuía al aumentar la presión de confinamiento en probetas ensayadas a una relación de vacíos similar al final de la consolidación, mientras que en muestras de relave de cobre-oro-zinc la resistencia cíclica parecía no ser afectada por la presión de confinamiento, aunque en este último caso las muestras fueron obtenidas a

diferentes profundidades, lo que involucra distintos esfuerzos de confinamiento y relaciones de vacíos.

Para tomar en cuenta los efectos de la presión de confinamiento, es utilizado el parámetro K_σ que corresponde a la resistencia cíclica a un determinado nivel de confinamiento, igual a 100 kPa, que permite la obtención de la resistencia cíclica a otros niveles de presión. La relación de K_σ con la presión de confinamiento no es lineal, de acuerdo con datos obtenidos de laboratorio. Vaid et al. (2001) demostraron que K_σ tiene una alta dependencia con la densidad de las muestras, mientras que Sivathayalan & Ha (2004) mostraron que el mismo parámetro en arenas tiene una alta influencia del corte estático inicial.

Lo anterior permite concluir que el efecto de la presión de confinamiento en la resistencia cíclica no es directo y que se ve influenciado al mismo tiempo por otros factores.

2.4.6.2 RELACIÓN DE VACÍOS

El efecto de la relación de vacíos, y en general, la densidad del suelo en la resistencia cíclica ha sido largamente investigado en la literatura. Es ampliamente conocido y aceptado que una densidad más alta (relación de vacíos menor) provoca resistencias cíclicas menores, mientras que densidades bajas entregan resistencias cíclicas mayores. Un ejemplo de este comportamiento se muestra en la Figura 2.15 obtenida por Suazo et al. (2016) en relaves sin clasificación utilizando el equipo de corte simple cíclico. Se observa que la tendencia se mantiene para diferentes niveles de esfuerzo efectivo vertical de consolidación.

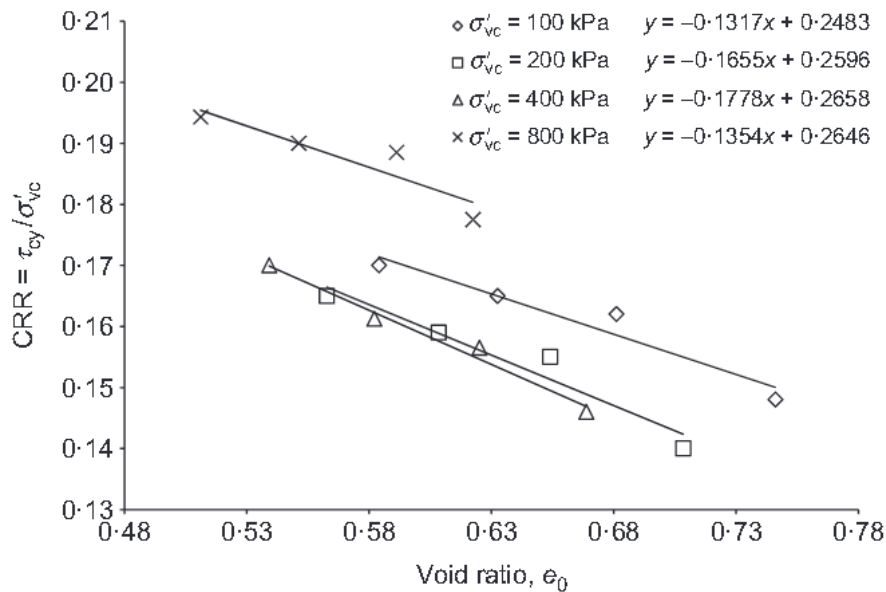


Figura 2.15: Resistencia cíclica a N=10 versus relación de vacíos inicial para diferentes niveles de confinamiento. Muestras de relaves sin clasificar ensayadas en equipo de corte simple cíclico. Fuente: Suazo et al., 2016)

2.4.6.3 FRECUENCIA DE ENSAYO

El efecto de la frecuencia de ensayo en la resistencia cíclica no es claro y ha producido resultados contradictorios en la literatura. Resultados han indicado que un aumento en la frecuencia de ensayo aumenta la resistencia cíclica [Lee & Fitton (1969); Feng & Zhang (2013); Zhang et al. (2015); Guo & He (2009); Nong et al. (2020)], disminuye la resistencia cíclica [Dash & Sitharam (2009); Dash & Sitharam (2016); Mulilis (1975)] y no tiene efectos sobre la resistencia cíclica (o un efecto menor) [Yoshimi & Oh-oka (1975); Peacock & Seed (1968); Tatsuoka et al. (1986); Wang & Hai (2003)]. La Tabla 2.1 propuesta por Nong et al. (2020) resume las investigaciones realizadas sobre el efecto de la frecuencia en la resistencia cíclica especificando las propiedades de materiales y ensayos.

De los autores mencionados en el párrafo anterior, sólo 2 utilizaron equipo de corte simple cíclico, mientras que los demás utilizaron equipo triaxial cíclico y una gran variedad de otros parámetros. Para ejemplificar la respuesta contradictoria en los resultados, se mostrarán un breve resumen de dos investigaciones que entregan resultados diferentes.

La primera investigación ejemplificada es la de Dash & Sitharam (2016), los cuales utilizaron arena Ahmedabad con un 9.8% de limos no plásticos y ensayaron en el equipo triaxial cíclico. Para la investigación, utilizaron frecuencias que varían en el rango de 0.1 a 0.5 Hz, mientras que la densidad relativa y el esfuerzo de confinamiento fueron constantes e iguales a 54% y 100 kPa respectivamente. Los resultados pueden observarse en la Figura 2.16, donde existe una clara disminución de la resistencia cíclica al aumentar la frecuencia de ensayo.

La segunda investigación que es ejemplificada es la de Nong et al. (2020), quienes utilizaron arena limpia del Rio Nakdong utilizando el equipo de corte simple cíclico. En el estudio fueron utilizadas frecuencias de 0.05, 0.1, 0.5 y 1 Hz, con densidades relativas de 40 y 80% y esfuerzos de confinamiento iguales a 50, 100 y 200 kPa. Los resultados pueden observarse en la Figura 2.17, donde se observa que la resistencia cíclica aumenta a medida que aumenta la frecuencia de ensayo. A pesar de utilizar el valor de CSR obtenido a 15 ciclos, la tendencia es clara: A mayor frecuencia de ensayo, mayor resistencia cíclica.

Estos dos resultados contradictorios muestran que el efecto de la frecuencia de ensayo no es claro en la resistencia cíclica. En este caso, el material utilizado era muy similar, aunque el equipo variaba. No debe considerarse que el modo de corte aplicado a la muestra es determinante para conocer la tendencia, ya que otros autores han utilizado el equipo triaxial cíclico en diferentes muestras obteniendo también resultados contradictorios.

2.4.6.4 EFECTO DE LA FÁBRICA (MÉTODO DE PREPARACIÓN DE PROBETAS)

El efecto del método de preparación de probetas en la resistencia cíclica ha sido estudiado por diversos autores, entre los que destacan los estudios de Ladd (1974) y Mulilis et al. (1977). Los estudios fueron realizados en probetas de arena saturada obteniendo que la resistencia a la licuefacción puede variar significativamente para relaciones de vacíos similares dependiendo del método de preparación. Por ejemplo, Mulilis et al. (1977) utilizando el equipo triaxial cíclico en ensayos controlados por esfuerzo obtuvieron que las muestras preparadas mediante apisonamiento húmedo (Moist Tamping) alcanzaban resistencias cíclicas mucho mayores que las muestras preparadas mediante el método Air pluviation, mientras que las probetas fabricadas con Wet pluviation se encontraban entre medio de los otros dos métodos mencionados.

Tabla 2.1: Resumen de revisión de literatura respecto al efecto de la frecuencia en la resistencia cíclica.
Fuente: Nong et al. (2020)

No.	References	Sand	Test Method	$\sigma'_{c'} \text{ (kPa)}$	$D_r \text{ (%)}$	Failure Criteria	N_{Liq}	$f \text{ (Hz)}$	Frequency Effect
1	Yoshimi and Oh-oka [2]	Bandaijima	CTOR	33	37	$r_u = 1$	NA	1–12	None
2	Tatsuoka et al. [4]	Toyoura	CTX	98	50–80	$\epsilon_a = 10\% \text{ DA}$	10	0.05, 0.5	Negligibly small
3	Polito [6]	Monterey	CTX	100	74	$r_u = 1$	10, 15	0.5, 1	
4	Wong et al. [3]	Monterey	CTX	100	60	$r_u = 1$	NA	0.067, 0.33	
5	Sze [8]	Toyoura	CTX	100–500	10–70	$\epsilon_a = 5\% \text{ DA}$	10	0.01, 1	
6	Peacock and Seed [9]	Monterey	SS	500	50	$r_u = 1$	10	0.17–4	
7	Tatsuoka et al. [5]	Toyoura	CTX	100	50	$\epsilon_a = 10\% \text{ DA}$	10	0.05, 1	Very small
8	Wang and Zhou [7]	Dongtinghu	CTX	150	58	$\epsilon_a = 10\% \text{ DA}$	NA	1, 3, 5	
9	Lee and Fitton [10]	El Monte sand and Silt	CTX	100	50, 75	$\epsilon_a = 5, 10, 20\% \text{ DA}$	30	0.17, 1	Higher strength at higher frequency
10	Feng and Zhang [11]	Fujian	CTX	100	30	$\epsilon_a = 5\% \text{ DA}$	20, 30	0.05–2	
11	Zhang et al. [12]	Gravel sand	CTX	100–300	25	$r_u = 1$	NA	0.5–2	
12	Guo and He [13]	Sandy soil	CTX	100–300	28, 70	$r_u = 1$	12, 30	0.05, 0.1, 1	Higher strength at lower frequency
13	Mulilis et al. [14]	Monterey	CTX	100	50	$\epsilon_a = 5\% \text{ DA}$	10	0.017, 1	

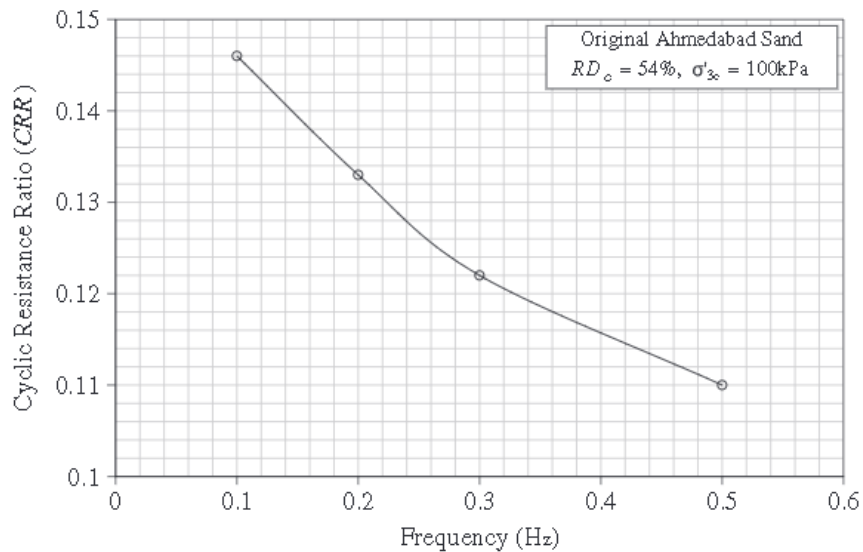


Figura 2.16: Resistencia cíclica versus frecuencia de ensayo. Fuente: Dash & Sitharam (2016)

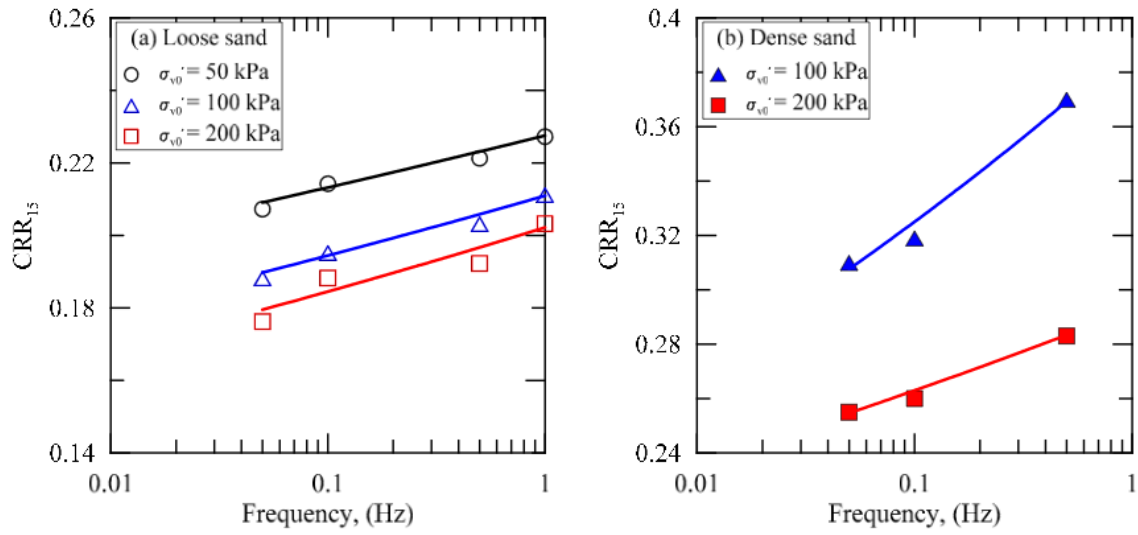


Figura 2.17: Resistencia cíclica a número de ciclos igual a 15 versus frecuencia de ensayo para diferentes niveles de confinamiento y densidad relativa. Fuente: Nong et al. 2020)

3 REVISIÓN DE LITERATURA

En la presente sección se hace un repaso del estado del arte referente a la resistencia no drenada residual de suelos y de relaves. En primer lugar, se define el parámetro y los distintos nombres con que ha sido llamado, para luego profundizar con la normalización por el esfuerzo efectivo vertical que es comúnmente realizado, además de analizar algunos de los factores que afectan su valor y su determinación en laboratorio y en terreno. Luego, se explora el concepto de resistencia post cíclica y se hace un breve repaso por los estudios que exploran este modo de corte. Finalmente, es analizado el ensayo de corte simple DSS, los estados tensionales que aplica al suelo ensayado, las no uniformidades existentes y sus diferencias con el ensayo triaxial.

3.1 RESISTENCIA NO DRENADA RESIDUAL

3.1.1 DEFINICIÓN

La resistencia no drenada residual corresponde a la resistencia movilizada a largas deformaciones después de que la licuefacción es gatillada (Olson & Stark, 2002). (Castro, 1969), demostró que las arenas conservan una fracción de resistencia ante deformaciones de corte luego de iniciado el proceso de licuefacción. Si bien el fenómeno de licuefacción es explicado principalmente en arenas limpias, este también puede darse en suelos finos de nula o baja plasticidad y en suelos sueltos (Jefferies & Been, 2015b), lo que explicaría la gran cantidad de fallas de flujo desarrolladas en tranques de relaves, en donde limos y limos arenosos no plásticos dominan en composición.

En la Figura 2.1 se muestra la respuesta esquemática de un suelo arenoso, contractivo y saturado sometido a carga monótona y cíclica. En carga monótona el suelo alcanza un valor pick de resistencia, denominado resistencia de fluencia ($S_{u,y}$), como se ilustra en el punto B de la Figura 2.1. Luego de esto, la resistencia cae rápidamente hasta un valor constante alcanzado a grandes deformaciones de corte, tocando la envolvente de falla en el plano de los esfuerzos. La resistencia movilizada a grandes deformaciones de corte, representada en el punto C de la Figura 2.1, corresponde a la resistencia residual o resistencia licuada.

En el ensayo triaxial CIU, la razón de resistencia no drenada residual (resistencia no drenada residual normalizada por el esfuerzo efectivo vertical pre-falla) se define de acuerdo con la Ecuación 6:

$$\frac{S_{u,r}}{\sigma'_{vo}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{cs} \cos(\varphi_{cs})}{2\sigma'_{1c}} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde $(\sigma_1 - \sigma_3)_{cs}$ corresponde al esfuerzo desviador en el estado crítico, φ_{cs} es el ángulo de fricción en el estado crítico y σ'_{1c} es el esfuerzo efectivo vertical al final de la consolidación (si el ensayo es consolidado isotrópicamente, este parámetro corresponde a la presión de confinamiento).

En el caso del ensayo de corte simple, DSS, la razón de resistencia no drenada residual es calculada de acuerdo con la Ecuación 7:

$$\frac{S_{u,r}}{\sigma'_{vo}} = \frac{\tau_{cs}}{\sigma'_{vc}}$$

Ecuación 7

Donde τ_{cs} es el esfuerzo de corte en el estado crítico, y σ'_{vc} es el esfuerzo efectivo vertical de consolidación.

3.1.2 TERMINOLOGÍA

Muchos autores han utilizado diversos nombres para hacer referencia a la resistencia al corte disponible de un suelo cuando ha licuado, por ejemplo:

- Poulos et al. (1985) la denominó resistencia al estado estable (steady state strength). Seed (1987) la denominó resistencia residual (residual strength).
- Stark & Mesri (1992) la nombraron resistencia crítica (critical strength).
- Stark et al. (1998) la nombraron resistencia licuada (liquefied strength).

Si bien la licuación de suelos involucra un aumento en la presión de poros y una consecuente disminución del esfuerzo efectivo, el término “no drenado” no es incluido en ninguna de las denominaciones anteriores. Esto, debido al poco conocimiento existente sobre si realmente existen condiciones no drenadas durante fallas de flujo, y el escaso conocimiento sobre la redistribución de presión de poros durante la licuación (Stark et al., 1998). La condición “no drenada” es alcanzada solamente en condiciones ideales o de laboratorio (Olson & Stark, 2002), por lo que el término “resistencia residual” o “resistencia licuada” es más apropiado, ya que involucra todos los fenómenos asociados a la licuación durante una falla de flujo, como es la redistribución de la presión de poros y la posible existencia de un mínimo porcentaje de drenaje durante la falla.

Idriss & Boulanger (2007) sostienen que el término apropiado para la resistencia de un suelo licuado cuando es medida mediante un ensayo no drenado es “resistencia crítica” o “resistencia al estado cuasi-crítico” (que corresponde al mínimo local en una curva esfuerzo-deformación), mientras que la resistencia que un suelo licuado moviliza en terreno debe ser denominada resistencia residual.

En las siguientes secciones, el término “resistencia no drenada residual” será utilizado, considerando que el trabajo de investigación se desarrolla predominantemente en laboratorio.

3.1.3 NORMALIZACIÓN POR EL ESFUERZO EFECTIVO VERTICAL DE CONSOLIDACIÓN

Como se ha observado en las secciones anteriores, la resistencia no drenada residual suele ser normalizada por el esfuerzo efectivo vertical inicial, lo que indicaría que el suelo aumentaría su resistencia residual de forma lineal a medida que aumenta la profundidad. La relación linealmente proporcional entre la resistencia residual y el esfuerzo efectivo vertical inicial ha sido demostrada mediante ensayos de laboratorio para suelos no cohesivos por otros autores (e.g. Ishihara, 1993; Pillai & Salgado, 1994; Baziar & Dobry, 1995; Vaid & Sivathayalan, 1996). Esto permite obtener el perfil de resistencia última en profundidad en un determinado depósito de suelos.

Los requisitos o condiciones para realizar la normalización se creen son: (Stark et al., 1998)

1. La línea de estado crítico (CSL) y la línea de consolidación inicial (ICL) deben ser paralelas.
2. El suelo debe estar en estado suelto (tener comportamiento contractivo).
3. El suelo debe ser depositado de una manera consistente.
4. El suelo debe ser solicitado a un historial de esfuerzos consistente.

Un aspecto para tener en cuenta es que, si una arena se encuentra sobreconsolidada, la normalización por el esfuerzo efectivo vertical existente entregará una resistencia licuada conservadora.

Adicionalmente, expertos concuerdan en que la normalización de la resistencia residual en suelos de mayor compresibilidad, como arenas limosas y limos arenosos (como es el caso de los relaves) es apropiada (Stark et al., 1998), debido a que en este tipo de suelos la CSL y la ICL tienden a ser paralelas, a diferencia del caso de las arenas limpias, en donde la baja compresibilidad provoca que ambas rectas difieran en su pendiente.

Para comprender de mejor forma la normalización de la resistencia residual y el paralelismo de la CSL con la ICL, se debe recurrir a la teoría de la mecánica de suelos del estado crítico (Critical State Soil Mechanics, CSSM), en donde la resistencia residual o licuada puede relacionarse con el parámetro de estado de acuerdo con la Ecuación 8:

$$\frac{S_u(LIQ)}{\sigma'_{mean}} = \frac{1}{2} M 10^{-\psi/\lambda_{cs}} \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde $S_u(LIQ)$ corresponde a la resistencia licuada o residual del suelo, σ'_{mean} es el esfuerzo efectivo promedio, M es la pendiente de la superficie de falla en el plano de los esfuerzo (q' , σ'_{mean}), ψ es el parámetro de estado y λ_{cs} corresponde a la pendiente de la línea de estado crítico.

Observando la Ecuación 8, se puede notar que para un suelo en específico (M y λ_{cs} constantes), la razón de resistencia licuada depende solo del parámetro de estado. Si un suelo es depositado en forma consistente, manteniendo constante el parámetro de estado, entonces la razón de resistencia licuada $S_u(LIQ)/\sigma'_{mean}$ se mantendrá constante (Fear & Robertson, 1995). Esto ocurre, como fue mencionado anteriormente, en el caso de suelos cuya ICL sea paralela a la CSL. Un ejemplo de esto puede observarse en la Figura 3.1 para un suelo correspondiente a arena limosa de *Lower San Fernando Dam*. De esto se desprende que si el parámetro de estado se mantiene constante (i.e. el suelo es depositado en forma consistente), la razón de resistencia residual es constante, por lo que la resistencia residual varía linealmente con el esfuerzo efectivo vertical.

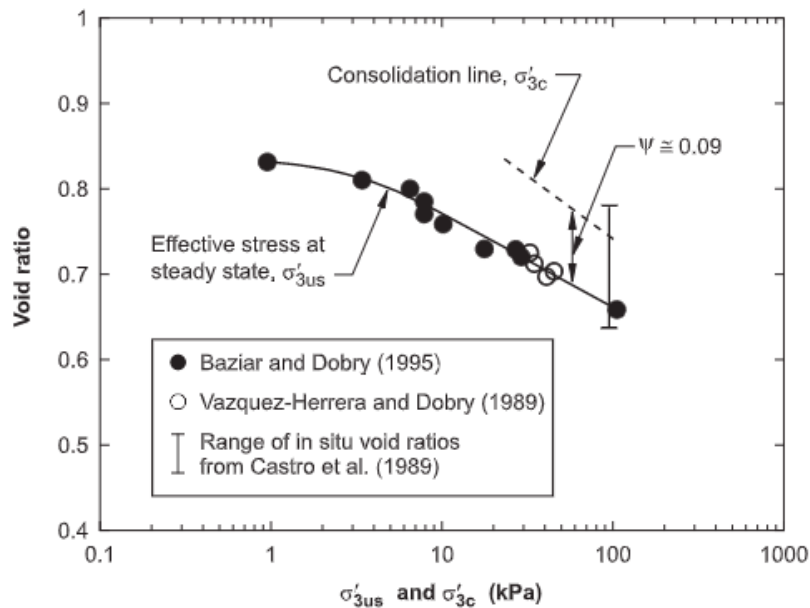


Figura 3.1: Línea de estado crítico (CSL) y línea de consolidación inicial (ICL) para arena limosa de Lower San Fernando Dam. Fuente: Olson & Stark (2003b) modificado de Baziar & Dobry (1995)

Dado que el paralelismo entre la ICL y la CSL es requisito y una característica esencial a la hora de normalizar la resistencia residual por el esfuerzo efectivo vertical, es que se analizan las condiciones para cuando esto ocurre. basándose en una gran base de datos de ensayos triaxiales proponen las siguientes condiciones para asegurar el paralelismo:

- 1) Suelos arenosos depositados de forma consistente (Parámetro de estado constante).
- 2) Suelos arenosos sueltos.
- 3) Suelos arenosos con un porcentaje de finos mayor al 12%

3.1.3.1 PARALELISMO NCL CON CSL EN RELAVES MINEROS

Los relaves mineros están compuestos principalmente de mezclas de arenas limosas, limos arenosos y limos de baja o nula plasticidad. El estado de humedad y densidad en el cual son depositados, sumados a su poca edad en tiempo geológico los vuelve susceptibles a fallar por licuación y desarrollar grandes deformaciones que movilizan la resistencia residual.

Cuando el contenido de limos es alto, el comportamiento de relaves combina aspectos de comportamiento de materiales de arcillas y arenas (Sottile et al., 2019): La baja conductividad hidráulica es propia del comportamiento tipo arcilla, mientras que la resistencia controlada por la interacción de partículas, el comportamiento dilatante/contractivo dependiente de la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo promedio p' , es propia del comportamiento tipo arena.

Dado el comportamiento intermedio y combinado de los relaves, cabe preguntarse si el paralelismo de la línea de consolidación normal (NCL) con la línea de estado crítico (CSL) aplica para este tipo particular de suelo. Robertson (2017), basándose en la teoría de la mecánica de suelos del estado crítico (CSSM), explica que los suelos de comportamiento “arcilloso” suelen tener una única línea de consolidación normal (NCL) la cual es paralela a la línea de estado crítico (CSL). En cambio, suelos del tipo granular suelen presentar infinitas líneas de consolidación normal, las cuales no son necesariamente paralelas a la CSL, aunque

a altos niveles de esfuerzo efectivo de confinamiento, las NCL convergen a una única línea denominada curva límite de compresión (Limit Compression Curve, LCC), la cual pasa a ser paralela a la línea de estado crítico. Esto puede verse gráficamente en la Figura 3.2.

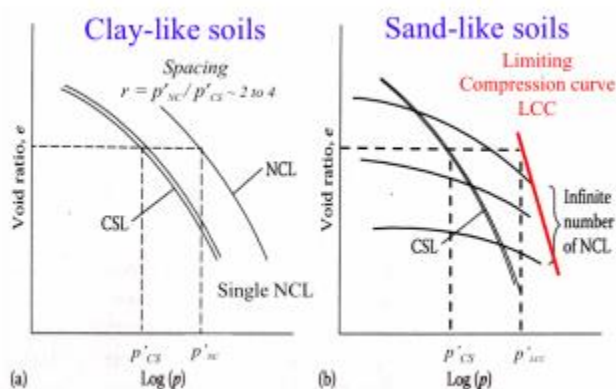


Figura 3.2: Comportamiento de suelos tipo arcilla (a) y tipo arena (b) en el plano $e - \log(p')$. Fuente: Robertson (2017)

Estudios realizados por Bedin et al. (2012), Li et al. (2018) y Li & Coop (2019) en relaves de oro y hierro confirman un comportamiento tipo arena en el plano $e - \log(p')$ para este material, es decir, múltiples líneas de consolidación normal no paralelas a la CSL y la convergencia a una única curva límite de compresión a altas presiones de confinamiento, la cual si es paralela a la CSL. Lo anterior puede verse gráficamente en la Figura 3.4. En específico, Bedin et al. (2012) estudió la licuefacción de relaves de oro utilizando ensayos de edómetro y triaxiales drenados y no drenados, encontrando que la Línea de Estado Crítico (CSL) no era paralela a la Línea de Consolidación Normal (NCL), por lo que el autor menciona que “*el marco teórico en donde probetas con diferentes estados iniciales a lo largo de la NCL tendrían el mismo parámetro de estado, no se observa en los datos obtenidos*”. La Figura 3.3a muestra la CSL de los relaves de oro junto con la NCL, en donde se observa el no paralelismo entre estas dos curvas, lo cual queda en evidencia también en la Figura 3.3b, en donde el parámetro de estado comienza a disminuir al aumentar p' , hasta volverse a un valor único y constante a grandes valores de p' . Esto significa que la NCL y la CSL se vuelven paralelas a grandes presiones de confinamiento, lo cual reafirma el comportamiento tipo arena (Figura 3.2) de los materiales de relave.

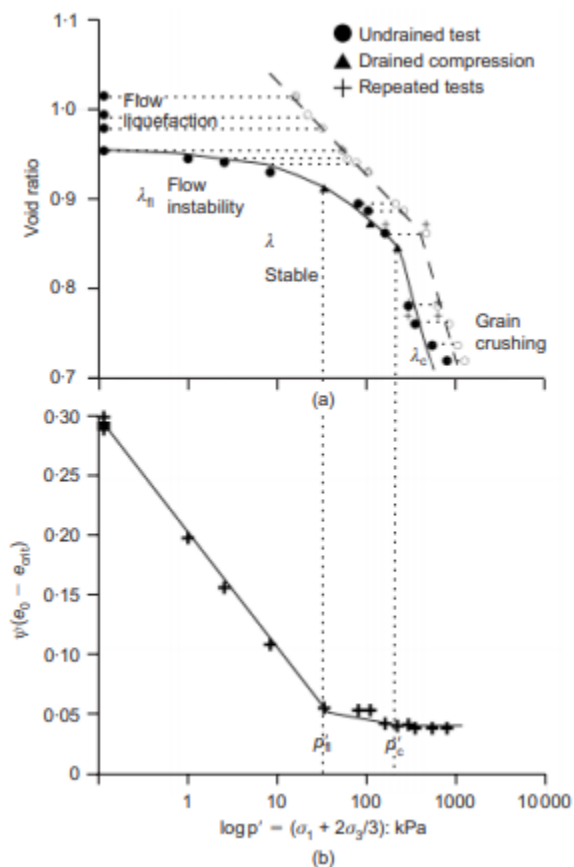


Figura 3.3: a) Línea de Estado Crítico (Línea continua) y NCL (Línea segmentada) para relaves de oro. b) Cambio en el parámetro de estado para diferentes valores del esfuerzo de confinamiento medio. Fuente: Bedin et al. (2012)

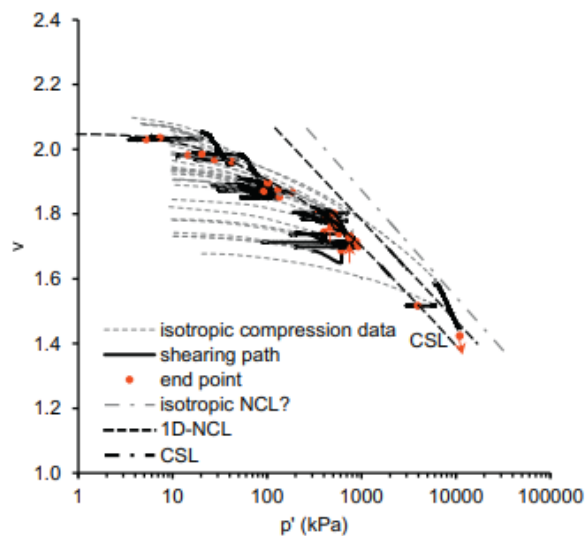


Figura 3.4: Comportamiento de relave de oro en el plano volumétrico $v - \log(p')$. Se observan múltiples NCL y la LCC paralela a la CSL a altas presiones de confinamiento. Fuente: Li & Coop (2019)

3.1.4 FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA NO DRENADA RESIDUAL

3.1.4.1 EFECTO DE LA DENSIDAD AL MISMO ESFUERZO DE CONFINAMIENTO

El efecto de la relación de vacíos al final de la etapa de consolidación (anterior a la etapa de corte) puede observarse en la Figura 3.5 en arena Banding ensayada por (Castro, 1969) en equipo triaxial. (Castro, 1969) utilizó 3 densidades relativas de preparación: 47%, 44% y 27%, con relaciones de vacíos de 0.681, 0.689 y 0.748, respectivamente. La muestra “a” corresponde a la más suelta y muestra un claro comportamiento de ablandamiento por deformación, con un pick de resistencia claro y luego una caída importante en la curva tensión-deformación. La muestra “b” se encuentra en un estado medio de densidad y muestra comportamiento de transformación de fase, con una leve caída en la resistencia para luego aumentar a medida que aumenta la deformación axial. La muestra “c” corresponde a la más densa de todas y se observa un claro comportamiento de endurecimiento por deformación, con un incremento continuo de la resistencia que no alcanza un valor estable dentro de los límites del ensayo.

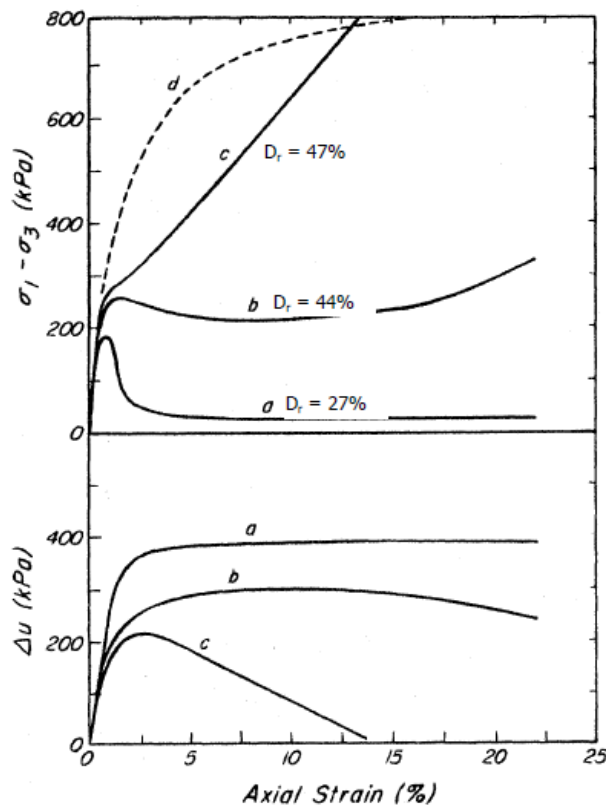


Figura 3.5: Arena Banding ensayada por Castro (1969) a la misma presión de confinamiento y diferente densidad (relación de vacíos)

Al-Tarhouni et al. (2011) realizó una serie de ensayos en relaves de oro utilizando el equipo de corte simple DSS, en donde el esfuerzo vertical de consolidación se mantuvo constante y la relación de vacíos variable. Los resultados pueden observarse en la Figura 3.6, de donde se desprende que el aumento en relación de vacíos provoca una disminución en la resistencia no drenada residual o resistencia no drenada a grandes deformaciones.

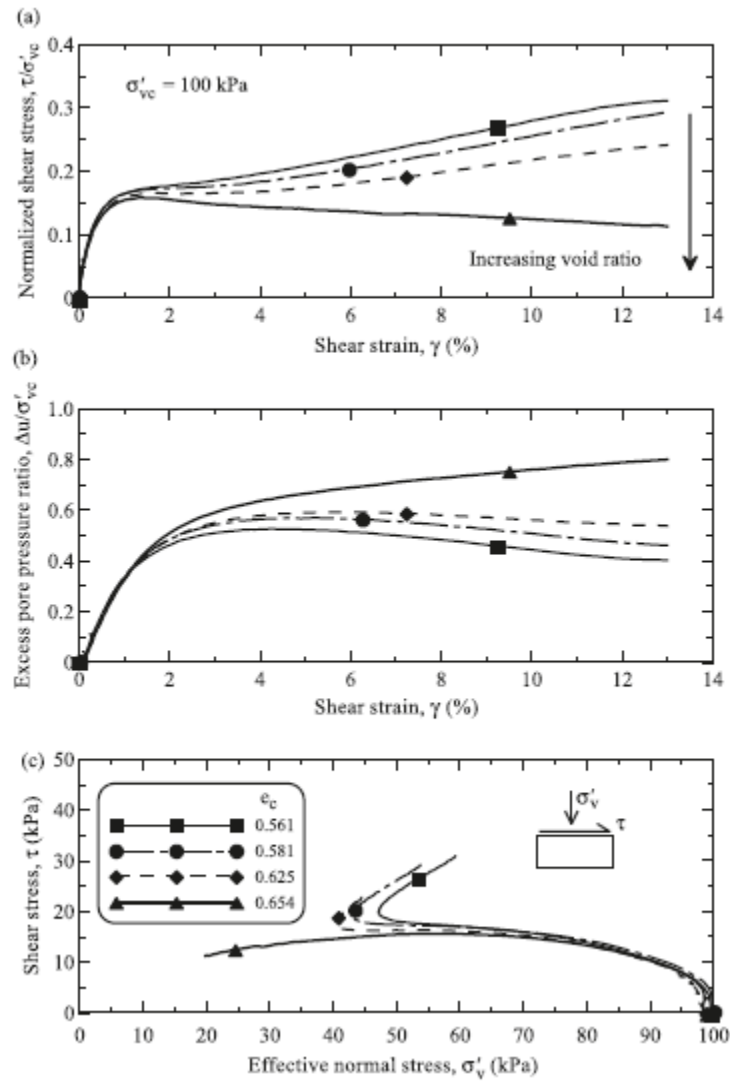


Figura 3.6: Efectos de la relación de vacíos en el comportamiento no drenado y resistencia residual de relaves de oro. a) tensión normalizada-deformación. b) Exceso de presión de poros normalizado versus deformación. c) trayectoria de esfuerzos. Fuente: Al-Tarhouni et al. (2011)

3.1.4.2 EFECTO DEL ESFUERZO DE CONFINAMIENTO A LA MISMA DENSIDAD

Al Tarhouni (2008) indagó el efecto de la presión de confinamiento en la respuesta no drenada cuando la relación de vacíos es constante, utilizando para ello el equipo de corte simple DSS. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 3.7. Se observa que todas las muestras alcanzan la misma resistencia al corte normalizada por el esfuerzo efectivo vertical de consolidación, cuando la relación de vacíos es fijada.

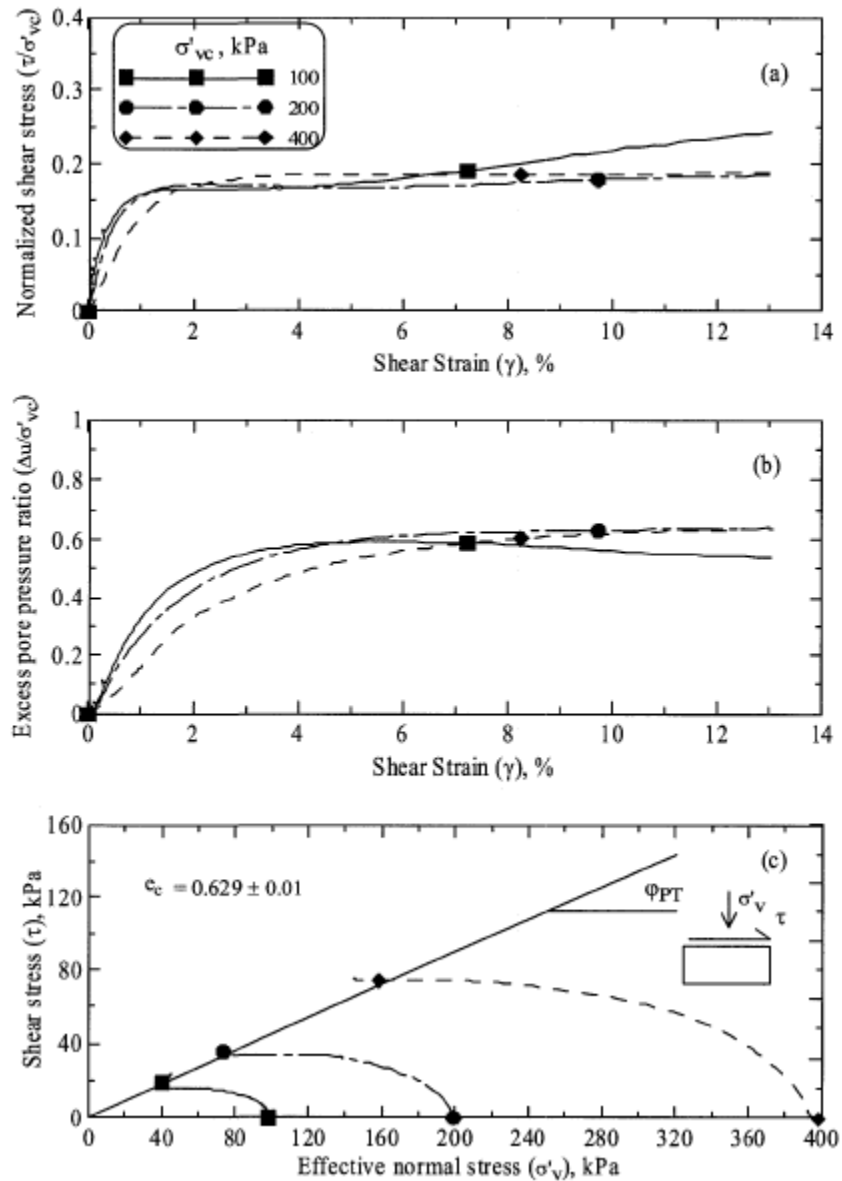


Figura 3.7: Efectos de la presión de confinamiento en la respuesta no drenada de relaves de oro, con la misma relación de vacíos. Fuente: Al Tarhouni (2008).

3.1.4.3 EFECTO DE LA RELACIÓN DE VACÍOS EN LA RAZÓN DE RESISTENCIA NO DRENADA RESIDUAL

Riveros & Sadrekarimi (2020) estudiaron la licuefacción estática en relaves de oro utilizando el equipo de corte simple. Resultados indican que la razón de resistencia no drenada residual o licuada se encuentra fuertemente relacionada con la relación de vacíos al final de la consolidación (previo a la etapa de corte). Los resultados pueden observarse en la Figura 3.8. Una banda que sigue una relación potencial puede observarse, siendo la misma para lamas (parte fina) y arenas (parte gruesa) del relave.

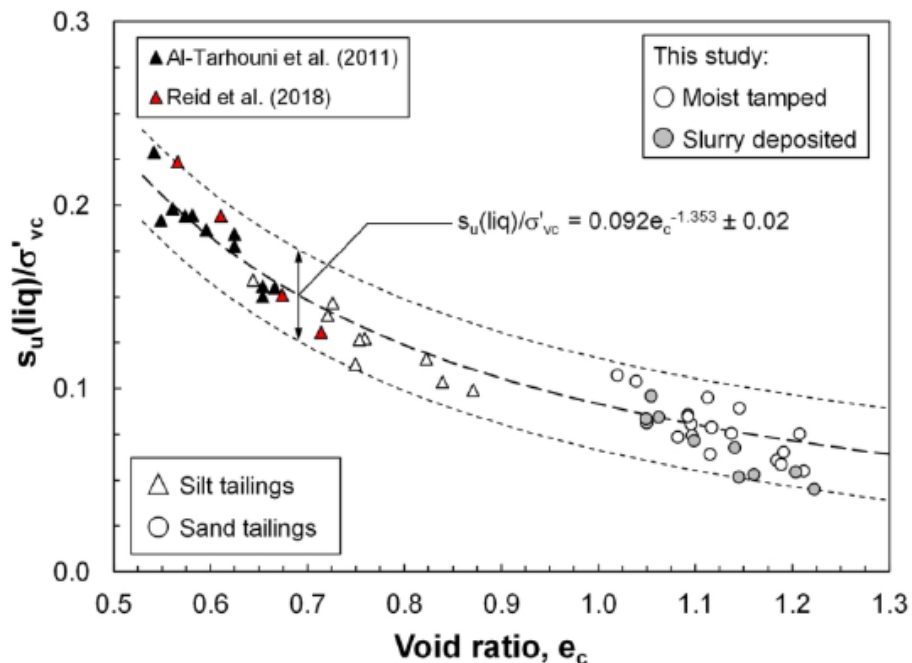


Figura 3.8: Razón de resistencia no drenada residual o licuada en función de la relación de vacíos al final de la consolidación. Muestras preparadas mediante Moist Tamping y Slurry, en lamas y arenas cicloneadas. Fuente: Riveros & Sadrekarimi (2020).

3.1.4.4 EFECTO DEL CONTENIDO DE FINOS

Sadrekarimi (2013) estudió el efecto del contenido de finos en la resistencia residual de arenas limosas. En la investigación se descubrió que el contenido de finos puede aumentar, disminuir o mantener la resistencia residual dependiendo de la relación de vacíos del suelo, el esfuerzo efectivo y la forma y mineralogía de las partículas de los finos, lo que afecta su relación con el parámetro de estado al cambiar λ_{ln} . El aumento o disminución del contenido de finos no afecta en forma consistente la relación entre la razón de resistencia residual con el parámetro de estado: puede aumentar o disminuir Su/p' para un mismo parámetro de estado, cambiando la tendencia en algún valor en particular del contenido de finos.

Esto puede observarse gráficamente en la Figura 3.9 obtenida a partir de la ecuación 4. Al variar el contenido de finos (y por consecuencia λ_{ln}) la razón de resistencia residual tiende a aumentar para un mismo valor del parámetro de estado hasta un CF del 20% de forma consistente. Luego, disminuye para un CF de 30%, para luego aumentar con un CF del 50%. Se observa que las curvas pueden ser agrupadas en 3 grupos distintos de acuerdo con su contenido de finos, sin ninguna variación de forma consistente.

Zlatović & Ishihara (1995) estudiaron la influencia del contenido de finos no plásticos en la resistencia residual, agregando limo sin plasticidad a la arena de Toyoura. Los resultados muestran que existe un contenido de finos “crítico” cercano al 30% en donde se obtienen resistencias menores. En la Figura 3.10 se observan los resultados para la trayectoria de tensiones y la curva tensión-deformación. Se observa que a un CF igual al 30%, el suelo es más contractivo que en los demás casos, mientras que al aumentar el CF, tiende a ser menos contractivo y presentar un comportamiento de strain hardening más marcado.

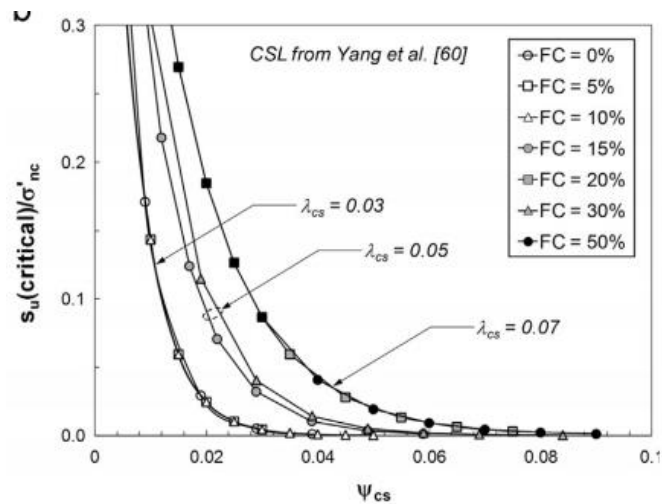


Figura 3.9: Razón de resistencia residual versus parámetro de estado, variando el contenido de finos de acuerdo con la Ecuación 8. Fuente: Sadrekarimi (2013)

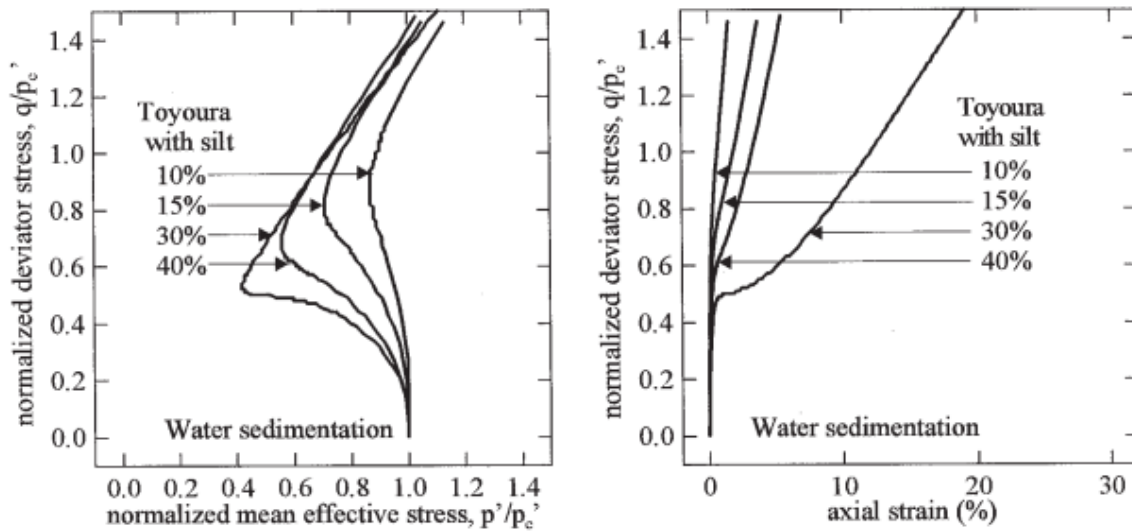


Figura 3.10: Influencia del contenido de finos en el comportamiento al corte no drenado de la Arena de Toyoura con finos. Fuente: Zlatović & Ishihara, 1995).

Lo anteriormente descrito muestra que el contenido de finos de un suelo es crítico para la determinación de la resistencia no drenada residual de un suelo. El contenido de finos modificará la relación que tiene la resistencia residual con el parámetro de estado de una forma no consistente. Esto es particularmente importante para el caso de los relaves mineros, en donde la angularidad de los finos dependerá del origen y procesamiento del material, además de poseer una cantidad variable de limos no plásticos.

3.1.4.5 EFECTO DEL MODO DE PREPARACIÓN

Está demostrado que los diferentes métodos de preparación de probetas provocan diferentes fábricas en el suelo (Oda, 1972). Como se observa en la Figura 2.8, la fábrica inicial del suelo no tiene efecto en la línea de estado crítico y, por lo tanto, en la resistencia

residual del suelo, dado que la fábrica inicial se pierde a grandes deformaciones. Estudios de Been et al. (1991) y Poulos et al. (1988) sustentan esta teoría, utilizando arena de Erksak y relaves Syncrude respectivamente, las muestras alcanzaban la misma línea de estado crítico independiente del método de preparación. Los resultados pueden observarse en la Figura 3.11 y Figura 3.12.

En contraste, otros autores han obtenido diferentes resultados. Por ejemplo, Vaid & Sivathayalan (2000) encontraron que el método de preparación influye en el comportamiento y en la resistencia no drenada residual, lo cual puede apreciarse en la Figura 3.13.

Independiente de los resultados contradictorios que se han obtenido en la literatura, es ampliamente aceptado que la fábrica no influye en la resistencia no drenada a grandes deformaciones para un mismo valor de relación de vacíos (Poulos et al., 1988). Por otro lado, es importante destacar que la fábrica si influye en la resistencia peak (o yield) de suelos, dado que esta resistencia se encuentra a bajas deformaciones, donde la fábrica inicial afecta la respuesta. Resultados que sustentan esto son los obtenidos por Murthy et al. (2007) que estudió el efecto de la fábrica inicial en muestras preparadas mediante Moist Tamping y Slurry, encontrando que las primeras producían resistencia no drenadas pick (o yield) superiores que las segundas, mientras que la resistencia al estado crítico no variaba para los diferentes métodos de preparación.

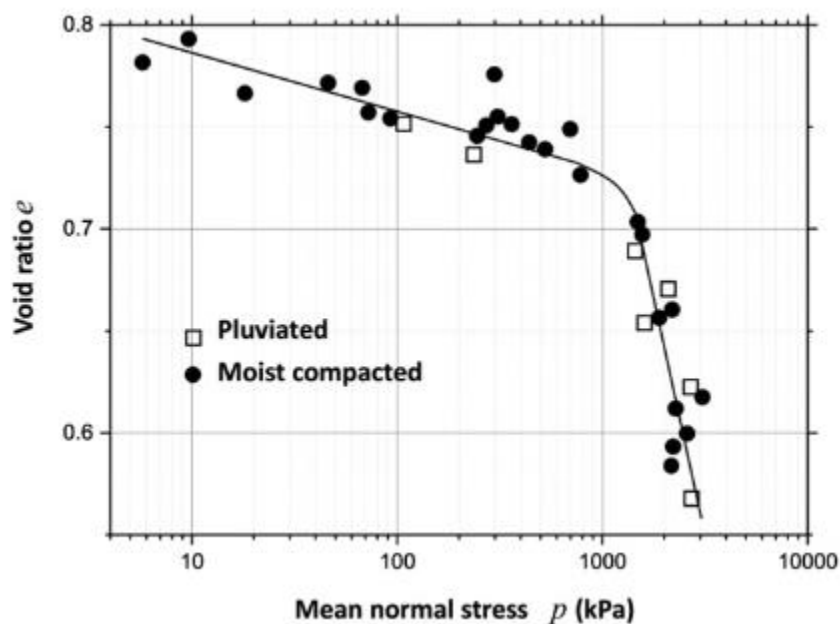


Figura 3.11: Línea de estado crítico para arena Erksak con diferentes métodos de preparación. Fuente: Been et al. (1991).

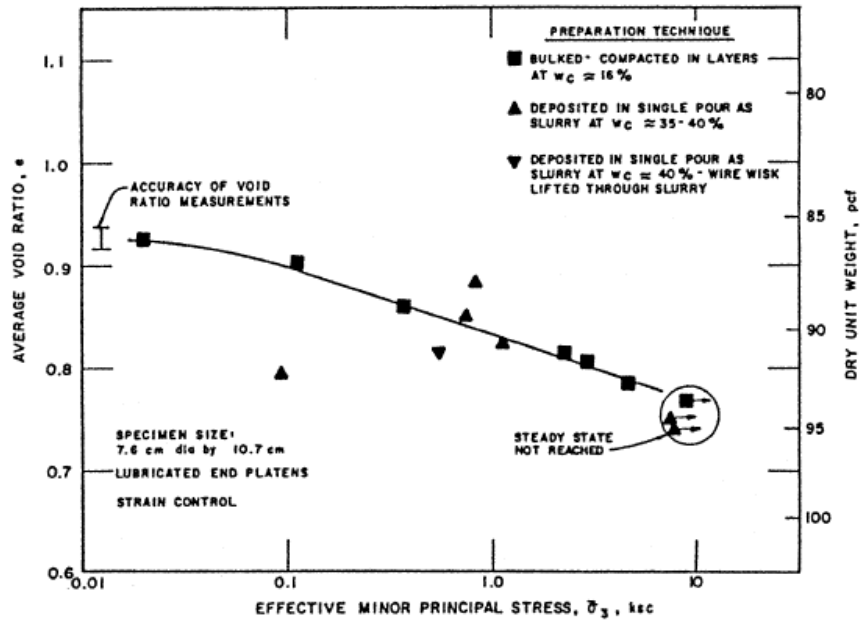


Figura 3.12: Línea de estado crítico para relaves Syncrude con diferentes métodos de preparación de probetas. Fuente: Poulos et al. (1988)

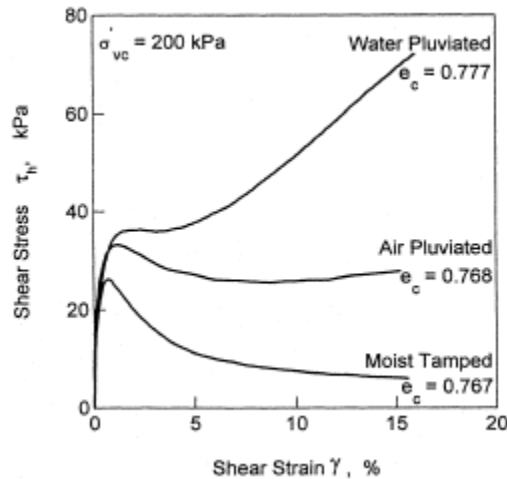


Figura 3.13: Efectos del método de preparación de probetas en el comportamiento no drenado. Fuente: Vaid & Sivathayalan (2000)

3.1.4.6 EFECTO DEL MODO DE CORTE

El modo de corte afecta la resistencia residual o resistencia licuada al imponer distintas trayectorias de esfuerzos a las muestras ensayadas. Esto es importante considerando que una falla de flujo en una estructura granular con pendiente presenta diversos modos de corte, los cuales pueden observarse en la Figura 1.2.

Olson & Mattson (2008) y Sadrekarimi & Olson (2011) investigaron el efecto del modo de corte en la resistencia licuada de arenas y arenas limosas, utilizando una base de datos de ensayos de compresión triaxial, extensión triaxial, corte simple y corte de anillo (ring shear test). Los resultados obtenidos pueden observarse en la Figura 3.14, de donde se

desprende que los ensayos de compresión triaxial otorgan los valores más altos de resistencia licuada, con una razón $S_u(Liq)/\sigma'_{v0}$ que varía entre 0.01 y 0.23, mientras que el ensayo de extensión triaxial entrega los menores valores de $S_u(Liq)/\sigma'_{v0}$ con un rango entre 0.01 y 0.11. El ensayo de corte simple y corte de anillo se encuentra entre medio de los dos ensayos mencionados anterior mente, con valores de $S_u(Liq)/\sigma'_{v0}$ que varían entre 0.01 y 0.16.

Otro aspecto importante que destacar y que se desprende de la Figura 3.14 es que los valores de $S_u(Liq)/\sigma'_{v0}$ obtenidos del análisis hacia atrás de fallas de flujo se encuentran dentro de las envolventes de los ensayos de laboratorio, con valores muy similares a los obtenidos por el ensayo de corte simple y corte de anillo.

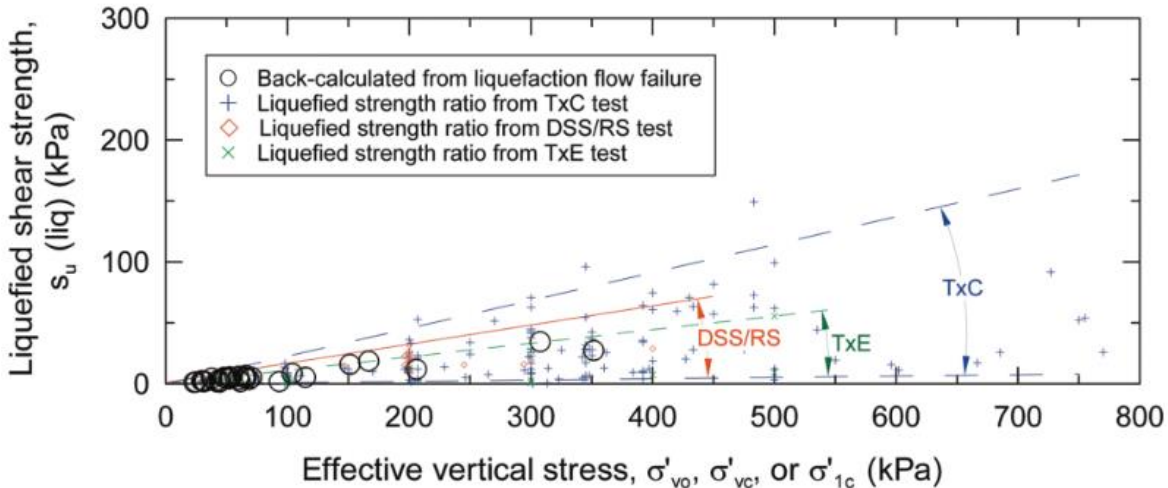


Figura 3.14: Efectos del modo de corte para suelos contractivos en la resistencia licuada de suelos arenosos y arenas limosas. Fuente: Olson & Mattson (2008)

3.1.5 RESISTENCIA RESIDUAL MEDIANTE CASOS HISTÓRICOS DE FALLA DE FLUJO

Olson & Stark (2002), calcularon la resistencia al corte licuada, junto con los valores de esfuerzo efectivo vertical de confinamiento, analizando 33 casos históricos de falla de flujo, siendo uno de los casos históricos considerados la falla chilena de “El Cobre” en el año 1965 ocasionada por el terremoto del mismo año (Dobry & Alvarez, 1967). Para la obtención de la razón de resistencia al corte se utilizaron 3 métodos: Método simplificado, método riguroso y método cinético, cada uno de los cuales posee sus ventajas y desventajas, aunque el método cinético entrega mejores resultados, y el método simplificado, resultados menos precisos.

En base a los resultados de ensayos CPT y SPT reportados por los autores de los 33 estudios de datos históricos, y los resultados de la razón de resistencia licuada o residual, se obtienen correlaciones en base a la resistencia de penetración corregida ($qc1$), obteniendo un rango de valores, como se muestra en la Figura 3.15. La correlación se muestra en la Ecuación 9.

$$\frac{S_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0143(q_{c1}) \pm 0.03 \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde q_{c1} corresponde a la resistencia a la penetración de cono corregida por energía en MPa, $S_u(LIQ)$ es la resistencia licuada o residual y σ'_{v0} es el esfuerzo efectivo vertical pre falla (en las mismas unidades que $S_u(LIQ)$).

Además, en la Figura 3.16, se muestra la resistencia licuada o residual versus el esfuerzo efectivo vertical de confinamiento, en donde se observa que los valores de la razón de resistencia licuada o residual varían entre 0.05 y 0.12 para los casos históricos de falla considerados.

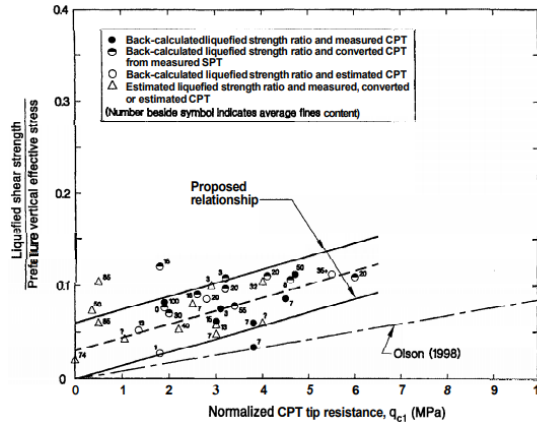


Figura 3.15: Razón de resistencia licuada vs resistencia a la penetración CPT. Fuente: Olson & Stark (2002)

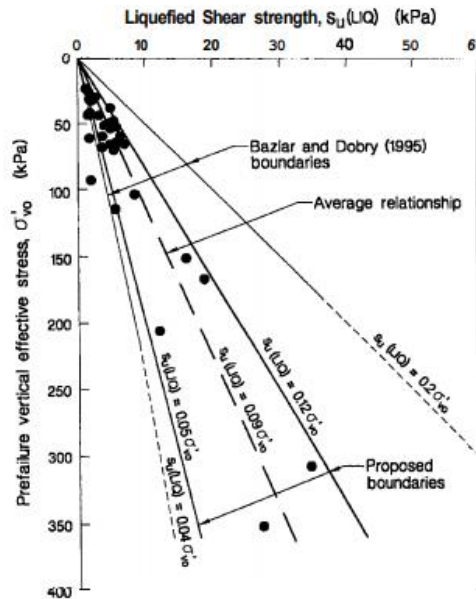


Figura 3.16: Razón de resistencia licuada vs esfuerzo efectivo vertical pre-falla obtenido del análisis de casos históricos de falla de flujo. Fuente: Olson & Stark (2002).

Posteriormente, Robertson (2010), utilizando los resultados y análisis realizados por Olson & Stark (2002), seleccionó aquellos casos en donde se tuviese información confiable de CPT, es decir, aquellos casos históricos en donde realmente se hubiese realizado esta medición, y no se hubiese obtenido mediante correlaciones con SPT o densidad relativa. Con ello, planteó la correlación que se muestra en la Figura 3.17 y en la Ecuación 10.

$$\frac{S_u(LIQ)}{\sigma'_{v0}} = \frac{0.02199 - 0.0003124Q_{tn,cs}}{1 - 0.02676Q_{tn,cs} + 0.0001783(Q_{tn,cs})^2} \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde $Q_{tn,cs}$ corresponde a la resistencia a la penetración de cono normalizada equivalente de arena limpia ($Q_{tn,cs} < 70$).

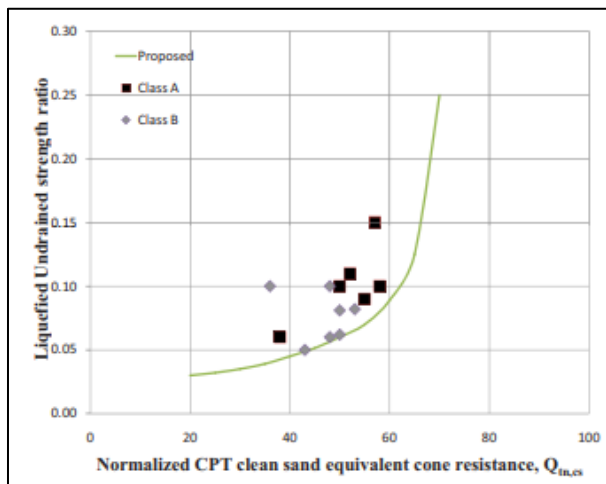


Figura 3.17: Razón de resistencia licuada (o residual) vs resistencia a la penetración de cono normalizada. Fuente: Robertson (2010).

De la Figura 3.17 se observa que la correlación propuesta por Robertson (2010) es conservadora, ya que la regresión que la define pasa por debajo de los puntos obtenidos del análisis de casos históricos.

3.1.6 PROBLEMÁTICAS EN LA DETERMINACIÓN DE $S_{u,r}$ MEDIANTE CASOS HISTÓRICOS

En la actualidad, los valores de resistencia residual determinados mediante correlaciones con casos históricos de falla de flujo se utilizan con frecuencia, dado que involucra la utilización de un ensayo de campo como el CPT que logra obtener las características y el estado in situ de los diferentes suelos. Aun así, estas correlaciones y análisis de casos históricos presentan las siguientes problemáticas: (Kramer & Wang, 2015)

- i. Fallas de flujo no ocurren frecuentemente, por lo que no hay muchos casos históricos disponibles.
- ii. No hay suficiente información de las propiedades de los suelos y la geometría pre-falla y post-falla.
- iii. No todas las fallas históricas cuentan con información confiable de CPT, o son medidas luego de la falla en secciones intactas, lo que provoca una gran incertidumbre en su cálculo.

Algunos de los casos históricos analizados, como es el caso del tranque de relaves de Hokkaido (Ishihara et al., 1990), cuentan con mediciones de CPT realizados hasta 3 semanas después de la falla en secciones intactas, lo cual ignora efectos importantes como la redistribución de la presión de poros. Otros casos históricos, como el del tranque de relaves “El Cobre” (Dobry & Alvarez, 1967), no poseen mediciones del peso específico de los relaves de la cubeta, teniendo que ser estimado por comparación con tranques de similares características. Toda esta falta de información e incertidumbre es propagada hacia las

correlaciones antes mencionadas, lo que provoca que exista gran duda sobre la aplicabilidad de los casos históricos para la determinación de la resistencia no drenada residual. Por este motivo se proponen correlaciones conservadoras como la de Robertson (2010), lo que reduce el valor de este parámetro aún más.

3.1.7 RESISTENCIA RESIDUAL MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO

Dentro de los estudios más importantes en la determinación de la resistencia residual mediante ensayos de laboratorio, se encuentra el realizado por Olson & Stark (2003b), en donde los autores recogieron una base de datos de 245 ensayos triaxiales para la verificación del concepto de resistencia no drenada licuada o resistencia no drenada residual. A pesar de tener datos de otros tipos de ensayos como el de extensión triaxial, corte simple, corte rotacional y torsional, estos fueron dejado de lado debido a que hay menos resultados de estos tipos de ensayo en comparación con el ensayo triaxial, y porque el objetivo de su estudio era verificar el concepto de resistencia licuada, no establecer correlaciones para permitir su cálculo.

Los resultados obtenidos, graficados como la resistencia mínima (o licuada) versus la presión efectiva de consolidación se muestran en la Figura 3.18. En el área sombreada se encuentran el rango de valores para los casos históricos de falla de flujo estudiados por los mismos autores (Olson & Stark, 2002). Se observa una buena relación entre datos experimentales y el análisis de casos históricos.

3.1.8 PROBLEMÁTICAS EN LA DETERMINACIÓN DE $S_{u,r}$ EN LABORATORIO

La principal problemática en la determinación de la resistencia residual mediante ensayos de laboratorio es que estos no son capaces de reproducir en forma exacta las condiciones que existen en terreno y en las fallas de flujo. Kramer & Wang (2015) las resumen como sigue:

- i. Las condiciones ideales en laboratorio usualmente no existen en deslizamientos.
- ii. El drenaje durante una falla de flujo puede ocurrir, lo que provoca cambios en el esfuerzo efectivo, volumen y densidad de los suelos.
- iii. La tasa de deformación es variable a medida que el suelo acelera y luego tiende al reposo, a diferencia de los ensayos de laboratorio, donde pueden ser controladas.
- iv. Los esfuerzos y trayectorias de esfuerzos son diferentes en terreno y en laboratorio.
- v. Suelos distintos presentes en las estructuras de suelo pueden ser mezclados durante la falla.
- vi. A veces, los ensayos de laboratorio no alcanzan las deformaciones asociadas con resistencia residual mientras mantienen uniformidad de esfuerzos y deformaciones.

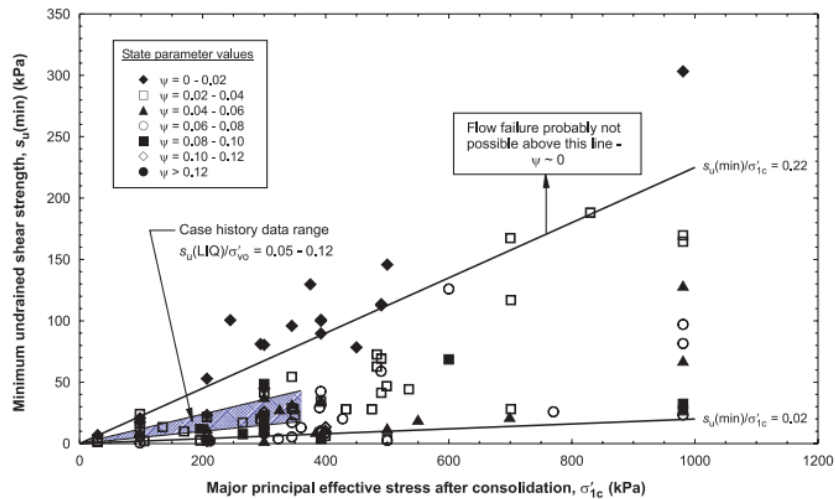


Figura 3.18: Resultados para la resistencia no drenada mínima (o residual) vs esfuerzo efectivo principal de consolidación. En la parte sombreada se encuentra el rango de valores para los casos históricos estudiados por los mismos autores. Fuente: Olson & Stark (2003b).

Todas estas problemáticas limitan la aplicabilidad directa de la resistencia residual medida en laboratorio a actuales fallas de flujo. Por tanto, es de importancia conocer las características y no uniformidades que se generan en los ensayos de laboratorio, para caracterizar de forma precisa los parámetros que se quieran determinar.

3.2 RESISTENCIA POST CÍCLICA

3.2.1 DEFINICIONES

La resistencia post cíclica, también llamada resistencia post licuefacción, corresponde a la resistencia de un determinado suelo una vez que ha licuado. Si bien el concepto es similar al de la resistencia no drenada residual o resistencia licuada, la diferencia radica en que, en este caso, un determinado depósito de suelo sufre licuefacción debido a cargas sísmicas, pero no necesariamente ocurre una falla de flujo.

3.2.2 DETERMINACIÓN EN LABORATORIO

La resistencia post cíclica puede ser determinada en laboratorio aplicando ciclos de carga a la muestra hasta alcanzar la licuefacción. Luego de eso, un ensayo monótono no drenado (volumen constante) es aplicado.

Dos enfoques pueden ser aplicados (El Takch, 2013), los cuales se ilustran en la Figura 3.19. En el primer enfoque (Figura 3.19a), el ensayo de corte monótono se aplica a la probeta inmediatamente después de ser sometida a los ciclos de carga y de haber alcanzado la licuefacción, es decir, aún existe exceso de presión de poros al momento de comenzar el ensayo. En el segundo enfoque (Figura 3.19b) se espera un lapso suficiente para poder disipar el exceso de presión de poros generado por los ciclos de carga, y luego se ensaya la probeta en corte monótono.

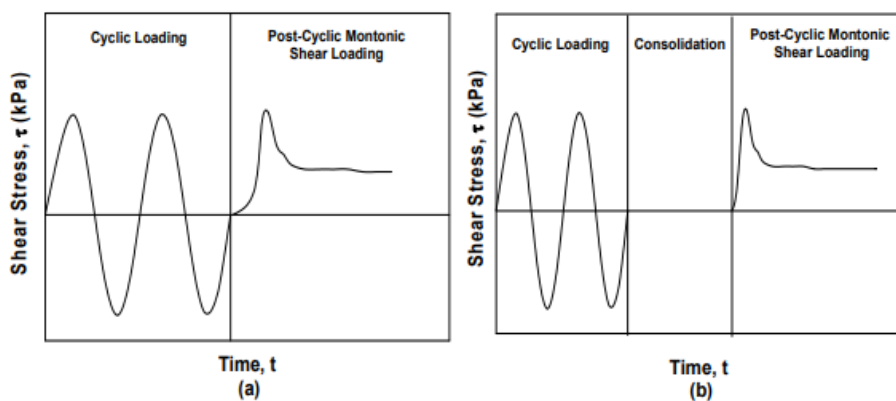


Figura 3.19: Carga cíclica y post cíclica. a) Carga monótona aplicada inmediatamente después de las cargas cíclicas. b) Carga monótona aplicada luego de un tiempo de las cargas cíclicas, hasta recuperar el nivel de esfuerzo efectivo previo a las cargas cíclicas. Fuente: El Takch (2013).

3.2.3 ESTUDIOS

Wijewickreme et al., (2005) realizó ensayos monótonos no drenados post cíclicos en 3 muestras de relaves distintos. La respuesta típica de estos materiales se muestra en la Figura 3.20, de donde se desprende que todos los relaves ensayados ven degradada su rigidez inicial, alcanzando una meseta de resistencia en valores altos de deformación angular, aproximadamente en el rango del 15% al 20% de deformación. La razón de resistencia post cíclica obtenida ($S_{u,PC}/\sigma'_{vc}$) para los ensayos realizados varía entre 0.41 y 0.60 para los

relaves de laterita, mientras que el rango para los relaves de cobre-oro-zinc se encuentra entre 0.13 y 0.53. La razón de resistencia post cíclica se encuentra fuertemente relacionada con la relación de vacíos al final de la consolidación e_c , como puede observarse en la Figura 3.21 para los relaves estudiados.

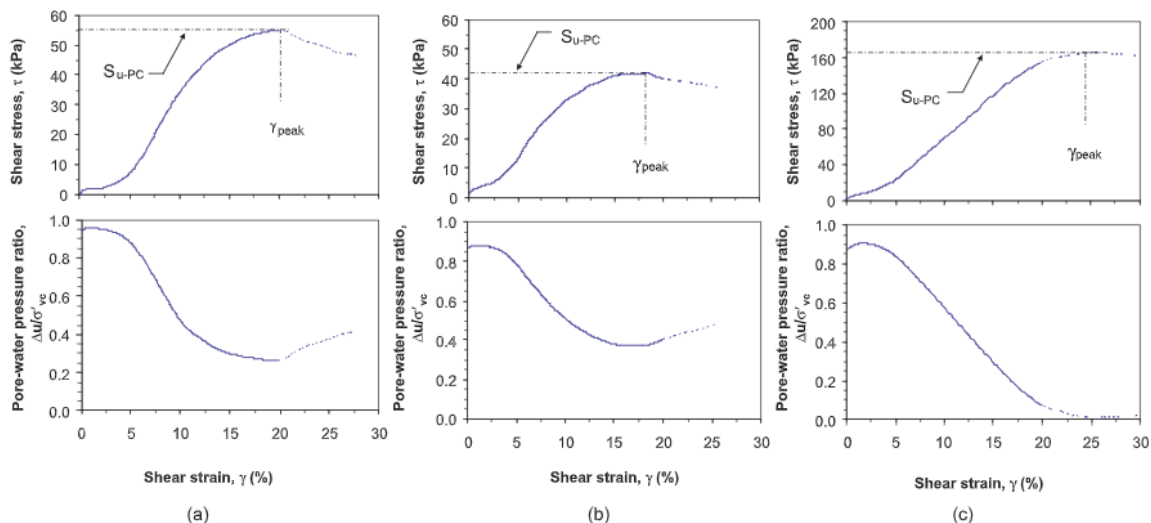


Figura 3.20: Comportamiento tensión-deformación y razón de presión de poros de ensayos post cíclicos en muestras de relave de: a) Laterita, b) cobre-oro, c) cobre-oro-zinc. Fuente: Wijewickreme et al. (2005)

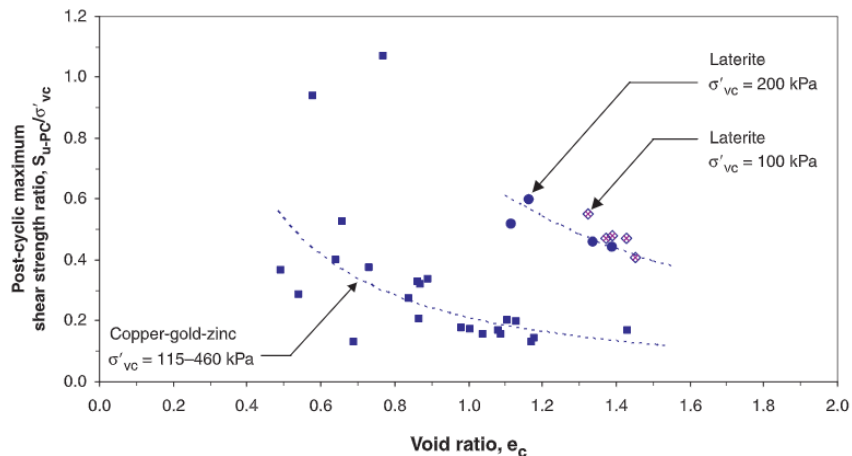


Figura 3.21: Razón de resistencia post cíclica ($S_{u,PC}/\sigma'_{vc}$) en función de la relación de vacíos en la consolidación e_c . Fuente: Wijewickreme et al. (2005)

Al Tarhouni (2008), realizó ensayos post cíclicos en muestras de relaves de oro utilizando el equipo de corte simple cíclico. Un ejemplo de la curva tensión-deformación puede observarse en la Figura 3.22, en donde se observa que en la etapa inicial de corte la rigidez obtenida es muy baja, pero que comienza a aumentar a medida que aumenta la deformación angular y tendiendo a alcanzar una meseta hacia los niveles finales de la etapa de corte ($\gamma = 13\%$).

De la misma forma, se presentan los resultados de $S_{u,PC}/\sigma'_{vc}$ en función de e_c en la Figura 3.23, en donde se aprecia que la razón de resistencia post cíclica disminuye al

augmentar la relación de vacíos en la etapa de consolidación. Los valores de $S_{u,PC}/\sigma'_{vc}$ obtenidos por el autor varían en el rango de 0.10 a 0.36.

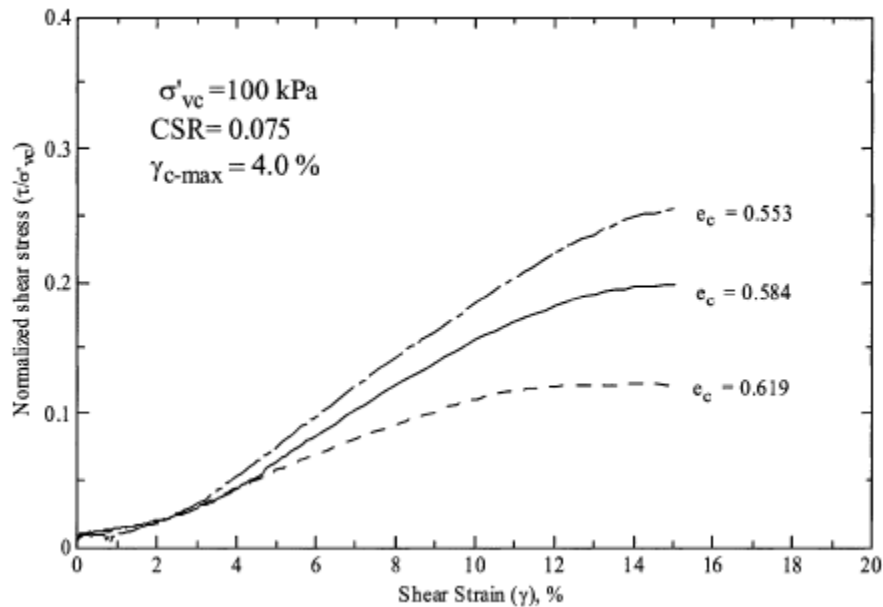


Figura 3.22: Comportamiento tensión-deformación en corte monótono no drenado post cíclico de relaves de oro. Fuente: Al Tarhouni (2008)

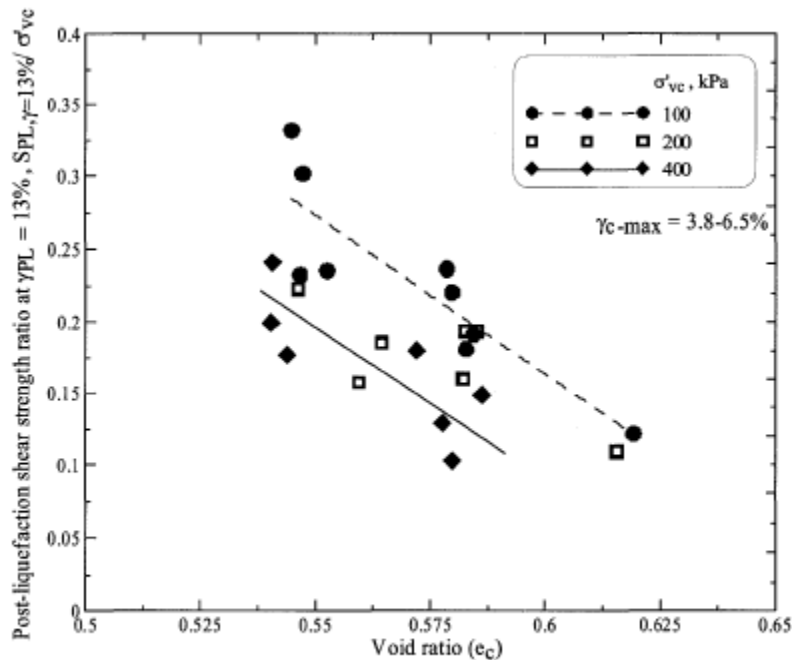


Figure 4.46 Normalized post-liquefaction shear strength at 13 % shear strain.

Figura 3.23: Razón de resistencia post cíclica en función de la relación de vacíos al final de la consolidación para relaves de oro en equipo de corte simple cíclico. Fuente: Al Tarhouni (2008)

El Takch (2013) realizó ensayos cíclicos y post-cíclicos a probetas con un porcentaje de limo variando entre 50%, 75% y 100%, para estudiar el comportamiento post-cíclico de las muestras de suelo. También, los ensayos fueron realizados a distintos niveles de densidad relativa de las probetas. Se consideró licuación cuando las probetas alcanzaron una razón de exceso de presión de poros r_u superior a 0.9, con lo que se procedió a realizar los ensayos monótonos.

En la Figura 3.24 se muestra el comportamiento de una muestra de limo a diferentes niveles de densidad relativa, ensayado de acuerdo con el enfoque número 1, es decir, inmediatamente después de aplicadas las cargas cíclicas, sin dejar tiempo de disipación de la presión de poros generada.

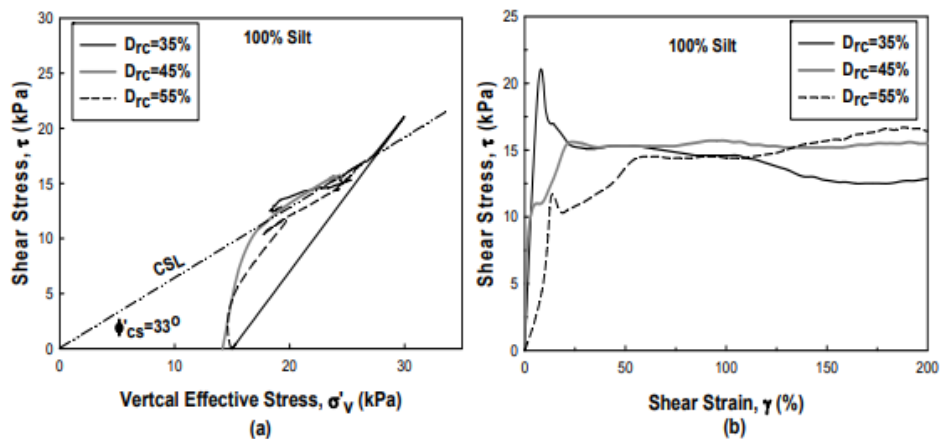


Figura 3.24: Comportamiento post-cíclico de muestra de limo a diferentes niveles de densidad relativa. Enfoque Número 1. Fuente: El Takch, 2013

En la Figura 3.25 se muestra el comportamiento del limo ensayado de acuerdo con el enfoque número 2, es decir, dejando tiempo suficiente para que se disipe la presión de poros generada por las cargas cíclicas, y reestableciendo el nivel de esfuerzo de consolidación inicial anterior a la aplicación de las cargas cíclicas.

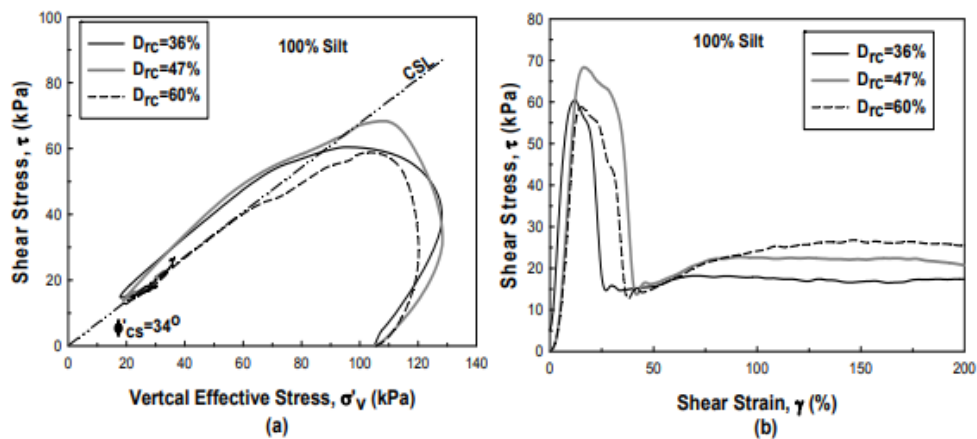


Figura 3.25: Comportamiento post-cíclico de muestra de limo a diferentes niveles de densidad relativa. Enfoque Número 2. Fuente: El Takch, 2013

Mirando la Figura 3.24 y Figura 3.25, se puede concluir que existe un alto impacto del esfuerzo efectivo en el comportamiento de las probetas. El limo y limo arenoso muestran endurecimiento por deformación en el corte monótono post licuación debido a la gran reducción del esfuerzo efectivo, producido por los ciclos de carga previos. El mismo suelo sufre ablandamiento por deformación y licuación luego de ser sometido a carga cíclica si es que la condición inicial de esfuerzo pre-cíclica es reestablecida.

La razón de resistencia post cíclica (definida como la resistencia post cíclica normalizada por el esfuerzo de confinamiento inicial) obtenida por los autores varía entre 0.11 y 0.25 para los materiales ensayados. De igual forma que en estudios anteriores, $S_{u,PC}/\sigma'_{vc}$ disminuye a medida que aumenta e_c , como puede observarse en la

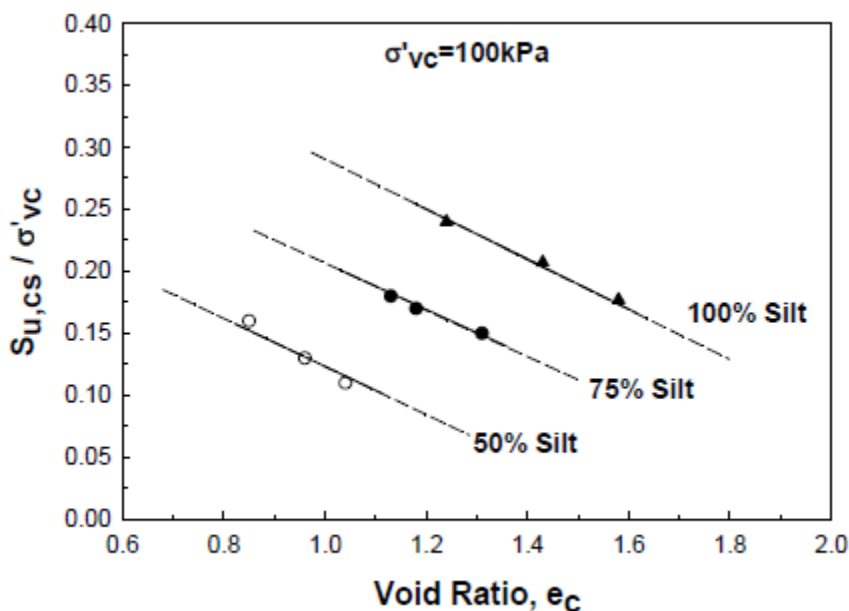


Figura 3.26: Razón de resistencia post cíclica en función de la relación de vacíos al final de la consolidación, para diferentes porcentajes de limo. Fuente: (el Takch, 2013)

3.2.4 FACTORES QUE AFECTAN A LA RESISTENCIA POST CÍCLICA

En la presente sección, se analizan algunos de los factores más importantes que afectan la respuesta post cíclica.

3.2.4.1 DEFORMACIÓN MÁXIMA DE LA ETAPA CÍCLICA PREVIA

Sivathayalan & Yazdi (2014) estudiaron el efecto de la densidad relativa, esfuerzo efectivo vertical de consolidación y la deformación angular máxima de la etapa cíclica en la respuesta no drenada post cíclica de la arena de sílica (Silica Sand) y arena del Río Fraser (Fraser River Sand). Los resultados obtenidos pueden observarse en la Figura 3.27 y Figura 3.28. Se observa una clara dependencia de los 3 parámetros antes mencionados en la respuesta post cíclica de las arenas. En particular, la razón resistencia post cíclica aumenta a

medida que aumenta la densidad de las muestras, y disminuye a medida que aumenta el esfuerzo efectivo vertical de consolidación. La deformación angular máxima alcanzada en la etapa cíclica tiene un efecto importante en el comportamiento post cíclico, provocando que se alcancen menores resistencias al aumentar $\gamma_{cyc,max}$, como se observa en la Figura 3.28.

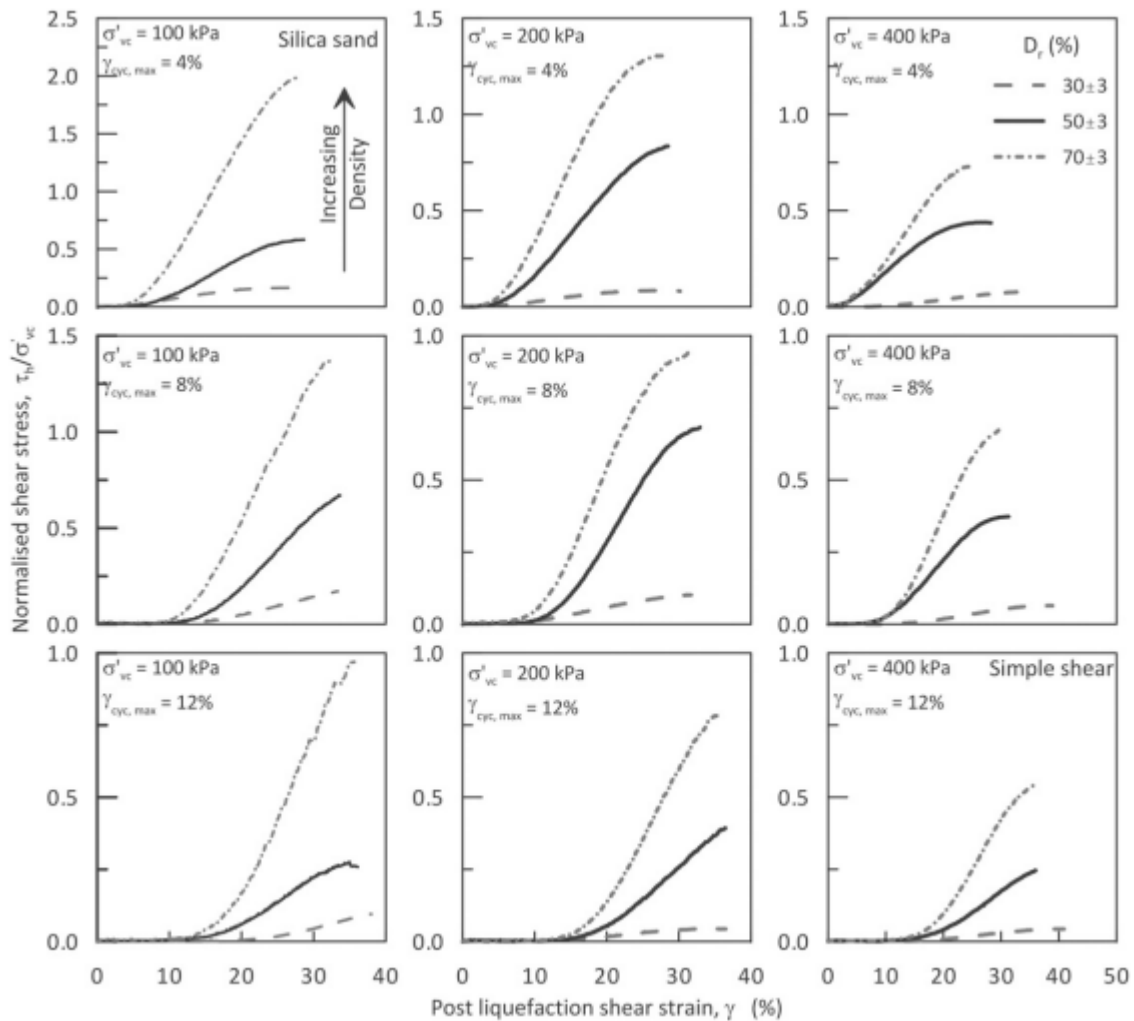


Figura 3.27: Respuesta post cíclica de arena sílica en equipo de corte simple y su dependencia con el esfuerzo efectivo vertical de consolidación σ'_{vc} , densidad relativa D_r y la deformación post licuefacción $\gamma_{cyc,max}$.

Fuente: Sivathayalan & Yazdi (2014)

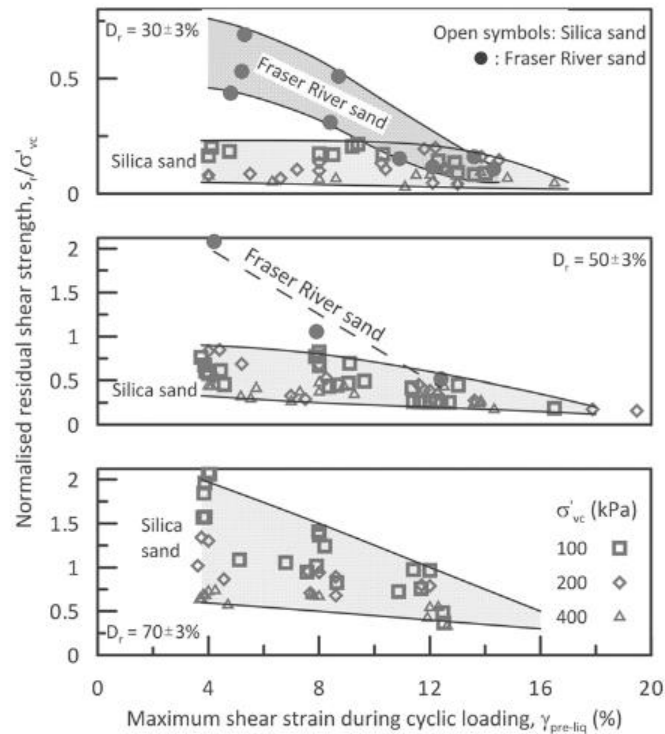


Figura 3.28: Razón de resistencia residual (resistencia post cíclica) en función de la deformación de corte máxima durante la carga cíclica. Fuente: Sivathayalan & Yazdi (2014)

3.2.4.2 DENSIDAD (RELACIÓN DE VACÍOS)

Como puede observarse en la Figura 3.21, Figura 3.23 y Figura 3.26, la resistencia post cíclica y la razón de resistencia post cíclica se encuentra relacionada con la relación de vacíos de forma inversamente proporcional, de la misma forma en que la razón de resistencia no drenada residual se relaciona con la relación de vacíos, como fue visto en la sección 3.1.4.1.

3.2.5 RIGIDEZ EN RESPUESTA POST CÍCLICA

La rigidez del suelo se ve seriamente afectada por la aplicación de ciclos de corte. En el caso de suelos ensayados mediante el equipo de corte simple, la degradación de la rigidez puede notarse en la disminución del módulo de corte G .

Vaid & Thomas (1995) estudiaron el comportamiento post cíclico de arenas encontrando que en el comportamiento tensión-deformación se pueden identificar 3 regiones distintas, de acuerdo con el esquema de la Figura 3.29. En la región 1 corresponde a una fase en donde las arenas no presentan rigidez o presentan una rigidez muy baja en comparación con arenas que no han sido sometidas a ciclos de corte. En esta fase grandes deformaciones pueden ocurrir sin existir resistencia. La región 2 corresponde a una fase en donde la rigidez comienza a aumentar con la deformación y la arena comienza a movilizar resistencia. Finalmente, en la fase 3 la arena alcanza un estado de rigidez constante. La teoría del estado crítico sugiere que, si se sigue aumentando en deformación, un estado de resistencia residual

constante debiese alcanzarse, aunque en la respuesta post cíclica esto ocurriría a deformaciones muy altas que los equipos típicos utilizados no alcanzarían. Adicional a esto, los equipos de laboratorio suelen incurrir en grandes no uniformidades cuando se alcanzan valores altos de deformación.

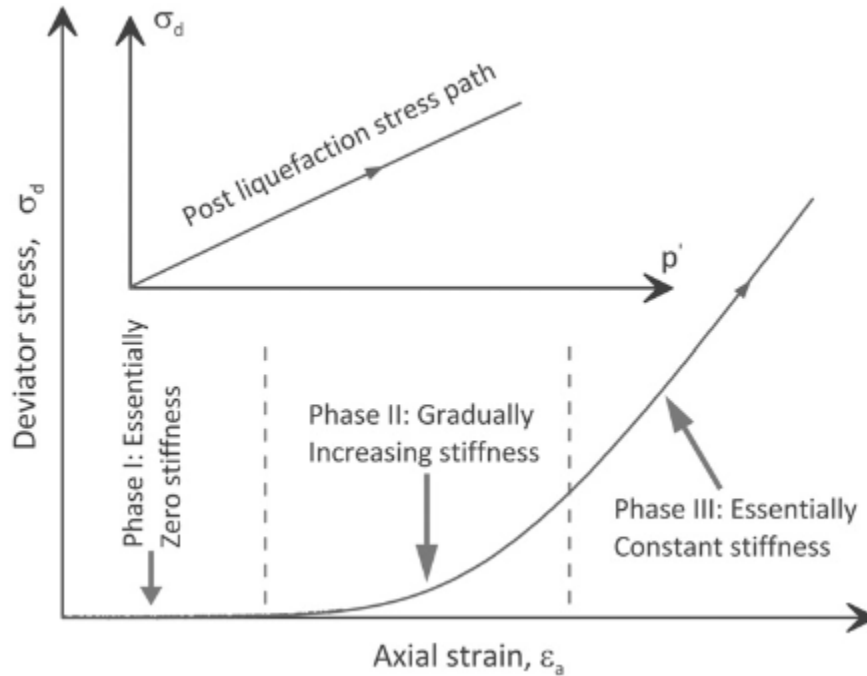


Figura 3.29: Regiones y fases identificadas en la respuesta post cíclica. Fuente: Sivathayalan & Yazdi (2014)

El comportamiento tensión-deformación post cíclico de relaves difiere un poco del comportamiento en arenas mostrado anteriormente. Debido a que materiales con contenido considerable de limo (como los relaves) generalmente no alcanzan una condición de esfuerzo efectivo igual a cero ($R_u = 1.0$) es que la región 1 no suele observarse. Además, debido a la presencia de material fino en los relaves, una pequeña fracción de cohesión puede existir. En la Figura 3.30 se muestra el comportamiento tensión-deformación post licuefacción de relaves de oro ensayados por Al Tarhouni (2008). Se logra observar que algunas muestras presentan una región de rigidez nula (o muy baja), mientras que otras parecen comenzar el corte post cíclico directamente en la región 2, con valores de rigidez mayores a cero.

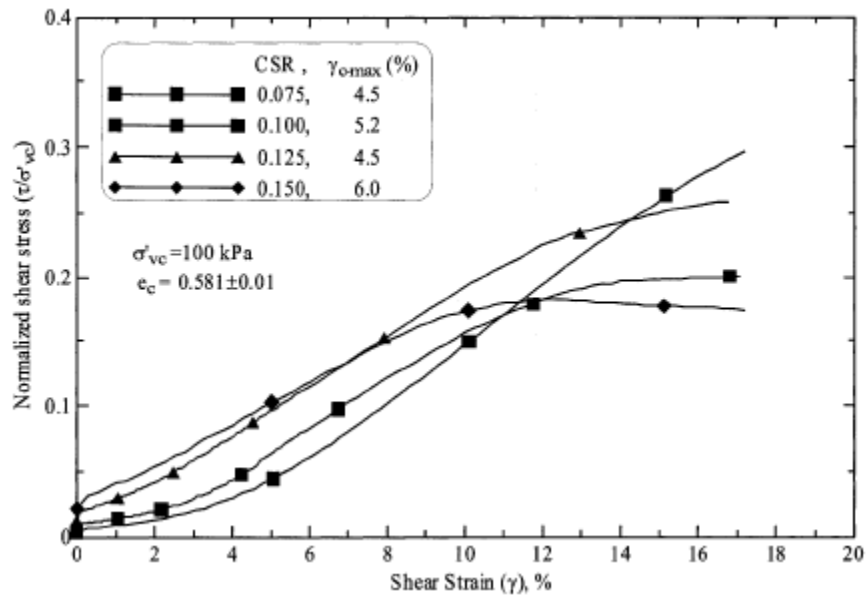


Figura 3.30: Comportamiento post licuefacción de relaves de oro. Fuente: Al Tarhouni (2008)

3.3 ENSAYO DE CORTE SIMPLE (DIRECT SIMPLE SHEAR TEST)

3.3.1 CONCEPTOS GENERALES

El ensayo de corte simple es un ensayo que intenta imponer razonablemente condiciones de corte puro a probetas de suelos. Esto se logra al confinar una muestra de suelo e imponerle deformaciones laterales y un esfuerzo vertical, de tal forma de mantener el volumen de la muestra constante durante todo el ensayo. El volumen constante se logra al restringir la deformación vertical durante la etapa de corte (i.e. deformación vertical igual a cero), mientras que el material que confina la muestra, generalmente anillos circulares junto con una membrana impiden la deformación radial, lo que se traduce en que la probeta se encuentra en condiciones estáticas o de reposo (condición de K_0). Al restringir el cambio volumétrico mediante deformaciones radiales y verticales nulas, la condición de corte no drenado es simulada (Bjerrum & Landva, 1966). Debido a esto último, Bjerrum & Landva (1966), proponen que los cambios en el esfuerzo vertical aplicado durante la etapa de corte corresponden a los cambios en la presión de poros en un ensayo no drenado.

Las condiciones de borde idealizadas in situ requieren de cuatro supuestos para el ensayo de corte simple:

- El supuesto del volumen constante en la muestra implica que no existe drenaje en la redistribución de la presión de poros durante la carga. Esto quiere decir que cualquier carga de corte ocurre tan rápidamente que el drenaje no puede ocurrir.
- La aplicación de la carga vertical constante en la muestra implica que la sobrecarga se mantiene constante durante la carga de corte.
- La restricción de deformaciones laterales implica que el depósito posee gran extensión horizontal que los esfuerzos laterales en la capa de suelo son tales que impiden las deformaciones laterales
- Mantener la altura constante de la probeta se asume debido a que si no existen deformaciones laterales y el volumen es constante, por lo tanto, la altura de la muestra es también constante.

Dos aparatos de ensayo de corte simple existen a la fecha. El primero, descrito por Roscoe (1953) y posteriormente modificado por investigadores de la Universidad de Cambridge, el cual utiliza probetas cuadradas, siendo utilizado principalmente para suelos arenosos. El segundo aparato, desarrollado por el Instituto Geotécnico Noruego (Norwegian Geotechnical Institute, NGI), que utiliza probetas cilíndricas, especiales para suelos cohesivos como arcillas y para suelos arenosos.

3.3.2 ETAPAS DE UN ENSAYO DE CORTE SIMPLE MONÓTONO Y CORTE SIMPLE CÍCLICO

3.3.2.1 SATURACIÓN

La etapa de saturación consiste en hacer fluir agua a la probeta desde la base hasta la parte superior hasta lograr la saturación completa de la misma.

Generalmente en el ensayo de corte simple, ya sea monótono o cíclico, se observa que el contenido de agua al final de la etapa de corte es distinto al del final de la etapa de consolidación (e inicio del corte) debido a que los poros se encuentran abiertos a condiciones atmosféricas. (Al-Tarhouni et al., 2011) realizaron ensayos en relaves de oro con la misma presión de confinamiento y similar relación de vacíos inicial, pero con diferentes grados de

saturación. Esto se logró conectando las válvulas inferiores y superiores a un pequeño reservorio de agua, por lo que no se permitió a la probeta estar en contacto con el aire, provocando que la muestra se encontrara en un estado de saturación constante. A la otra muestra, en cambio, se le permitió estar en contacto con aire (presión atmosférica) al no conectar el reservorio de agua a válvulas superiores e inferiores, provocando que el grado de saturación cambiara durante la etapa de corte al existir drenaje. Los resultados mostraron que la respuesta mecánica de ambas muestras era idéntica, lo que demuestra que el grado de saturación al final del ensayo no tiene influencia en el comportamiento tensión-deformación cuando son ensayadas en corte simple.

3.3.2.2 CONSOLIDACIÓN

En la etapa de consolidación se realizan aumentos de carga con una razón de incremento (Load Increment Ratio, LIR) igual a 1, lo que significa que el esfuerzo aplicado se va duplicando en cada incremento por el tiempo en que se logre el 90% de la consolidación.

3.3.2.3 CORTE MONÓTONO

En un ensayo controlado por deformación, el corte monótono consiste en la aplicación de un esfuerzo de corte a la probeta a una tasa de deformación constante.

Existen dos tipos de corte que se pueden realizar en el ensayo de corte simple DSS: volumen constante o volumen variable. El primero, intenta simular condiciones no drenadas en el material, mientras que el segundo, intenta simular condiciones drenadas.

En el ensayo a volumen constante, la membrana reforzada impide la existencia de deformaciones laterales ε_x y ε_y , mientras que la altura es fijada al inicio de esta etapa, por lo que el volumen de la muestra no cambia provocando que se simulen condiciones no drenadas. El incremento de presión de poros es calculado de acuerdo con:

$$\Delta u = \sigma'_{vc} - \sigma'_v \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde Δu es el incremento de presión de poros, σ'_{vc} es la presión vertical de confinamiento al final de la consolidación y σ'_v corresponde al esfuerzo efectivo vertical medido.

Si bien la presión de poros no es medida directamente en el ensayo, (Dyvik et al., 1987) demostraron que el cálculo de este parámetro utilizando la ecuación anterior es equivalente e igual al medido en un ensayo no drenado real.

3.3.2.4 CORTE CÍCLICO CONTROLADO POR ESFUERZO

El corte cíclico controlado por esfuerzo en el ensayo CDSS es aplicado manteniendo una razón de esfuerzo cíclico constante durante todo el ensayo, a una frecuencia de ensayo predeterminada y simulando condiciones no drenadas fijando la altura de la muestra.

3.3.2.5 CORTE MONÓTONO POST CÍCLICO

Un ensayo de corte monótono puede ser realizado luego de la finalización de la etapa cíclica, manteniendo las características mencionadas en la sección 3.3.2.3.

3.3.3 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

La principal crítica al ensayo de corte simple es su incapacidad de provocar esfuerzos uniformes en las probetas. La Figura 3.31, muestra la distribución de esfuerzos mediante un análisis elástico realizado por (Roscoe, 1953). Se observa que el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal son relativamente uniformes en el centro de la probeta, pero varían en los contornos.

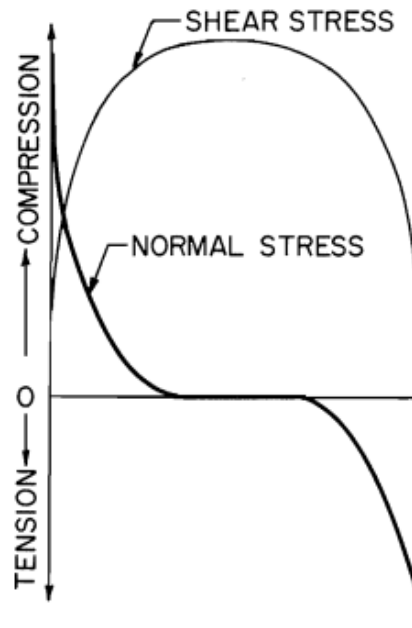


Figura 3.31: Distribución de esfuerzos mediante análisis elástico. Fuente: Saada & Townsend (1981) y Roscoe (1953).

Saada & Townsend (1981) realizaron una revisión de diversos artículos para estudiar ambos aparatos de corte simple (Cambridge y NGI), en donde remarcaron que aquellos aparatos “no pueden pretender producir relaciones esfuerzo-deformación fiables o valores absolutos en la falla”. Los investigadores concluyeron que “las pruebas de corte simple no poseen valor para propósitos de investigación”. Sin embargo, otros autores (e.g. Christian 2009) afirmaron que los modelos utilizados en los experimentos en que se basaron Saada & Townsend (1981) no podían garantizar un desplazamiento uniforme en la superficie superior de la muestra cilíndrica.

Lucks et al. (1972) mostró mediante un análisis lineal elástico de elementos finitos que aproximadamente el 70% de la muestra cerca del centro de la probeta se encuentra bajo condiciones de esfuerzo uniformes. Aun así, el análisis hecho por Lucks et al. (1972) asumió que tras la carga vertical inicial no existen restricciones laterales debido a la fricción en las paredes, por lo que posibles deformaciones iniciales de corte estáticas debidas a los efectos de borde no están incluidas en el análisis. Posteriormente Airey & Wood (1987), realizaron ensayos de corte simple en arcillas utilizando un aparato con gran instrumentación en los contornos y usando técnicas radiográficas para determinar las deformaciones internas. Los investigadores encontraron que los esfuerzos y deformaciones en la región central de la muestra (tercio central) son uniformes hasta la falla y que los valores determinados son representativos de una deformación plana.

Shen et al. (1978) llevó a cabo un análisis numérico paramétrico asumiendo un comportamiento lineal elástico y demostró la existencia de no uniformidades que ocurren en la probeta cerca de los contornos. Los autores analizaron 14 casos usando diferentes combinaciones de propiedades del material, rigidez de la membrana, geometría de la probeta y desplazamientos de contorno. En el estudio, se encontró que la uniformidad de los esfuerzos aumenta si:

- La razón altura-diámetro de la probeta disminuye
- El porcentaje de refuerzo de alambre de espiral aumenta
- El módulo elástico del suelo disminuye
- La razón de Poisson del suelo disminuye
- El desplazamiento horizontal aplicado aumenta.

En general, las no uniformidades provocadas por el ensayo de corte simple se deben principalmente a: (Boulanger & Seed, 1995)

- Falta de esfuerzos de corte complementarios en los bordes de la probeta.
- Condiciones de borde laterales que permiten deformaciones no planas.
- Contornos no rígidos que permiten suficiente deformación como para afectar los esfuerzos laterales dentro del espécimen.

Otro tema de importancia es que el estado de tensiones real en una probeta sometida a corte simple no puede ser determinado en base a mediciones de esfuerzos. Aun así, basándose en los resultados experimentales de otros autores (Roscoe, 1970; Airey et al. 1986; Airey & Wood 1987) se puede asumir que el plano horizontal es el plano de máximo esfuerzo de corte en la falla, lo que permite la construcción del círculo de Mohr, definiendo completamente el estado de esfuerzo del espécimen, como se muestra en la Figura 3.32.

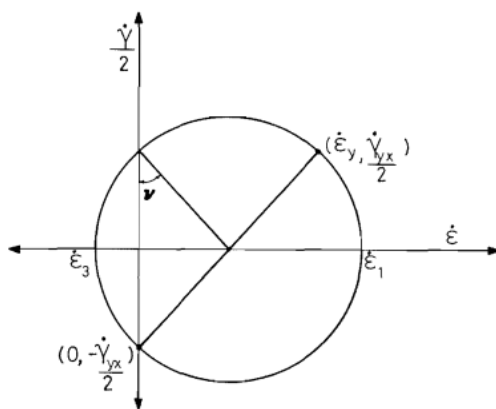


Figura 3.32: Círculo de Mohr del incremento de deformación. Fuente: Budhu (1984a).

3.3.4 DIFERENCIAS ENTRE ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL Y DSS

Budhu (1984b) realizó un estudio comparando el ensayo de compresión triaxial y el ensayo de corte simple, en lo que respecta a trayectoria de esfuerzos en un ensayo drenado. Debido a que la trayectoria de esfuerzos no puede ser medida en un ensayo de corte simple, se utilizó un aparato de la Universidad de Cambridge con alto nivel de instrumentación, denominado Cambridge SSA Mk7, que permitía la medición de esfuerzos en el núcleo central

de la probeta, zona en la que diversos autores han concluido que los esfuerzos presentan mayor uniformidad y se asemejan más a un estado de corte puro (Lucks et al. 1972; Airey & Wood 1987). El esquema de los esfuerzos generados en el núcleo central de una probeta ensayada en corte simple se muestra en la Figura 3.33.

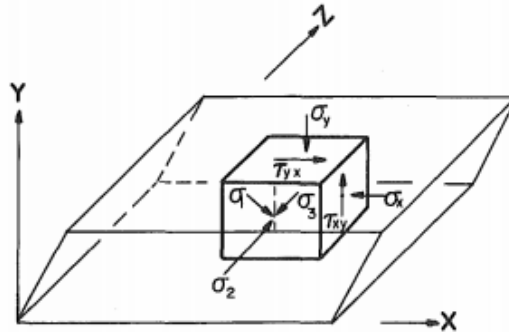


Figura 3.33: Esquema de los esfuerzos generados en el núcleo central de una probeta ensayada en corte simple. Fuente: Budhu, 1984b).

Comúnmente es asumido que el esfuerzo principal intermedio σ_2 es igual al esfuerzo lateral σ_x o al esfuerzo radial σ_r en el aparato NGI, pero (Budhu, 1984a) ya había entregado evidencias sobre las diferencias que se producen en estos esfuerzos en arenas, principalmente en las etapas iniciales del ensayo. Esto se traduce en una rotación de los ejes principales y un cambio en la trayectoria de tensiones. En la Figura 3.34, se muestra la trayectoria de tensiones para arena Leighton Buzzard (Densidad relativa de 95%), ensayada en compresión triaxial y corte simple. La Figura 3.34a es la trayectoria de tensiones sin considerar el efecto de σ_2 , mientras que la Figura 3.34b considera su efecto (medido a través de las celdas del aparato SSA Mk7 en el núcleo central de la probeta). Se observa que, en caso de no considerar el efecto del esfuerzo principal intermedio, las trayectorias de tensiones son idénticas, mientras que si se considera σ_2 , las trayectorias de tensiones varían considerablemente.

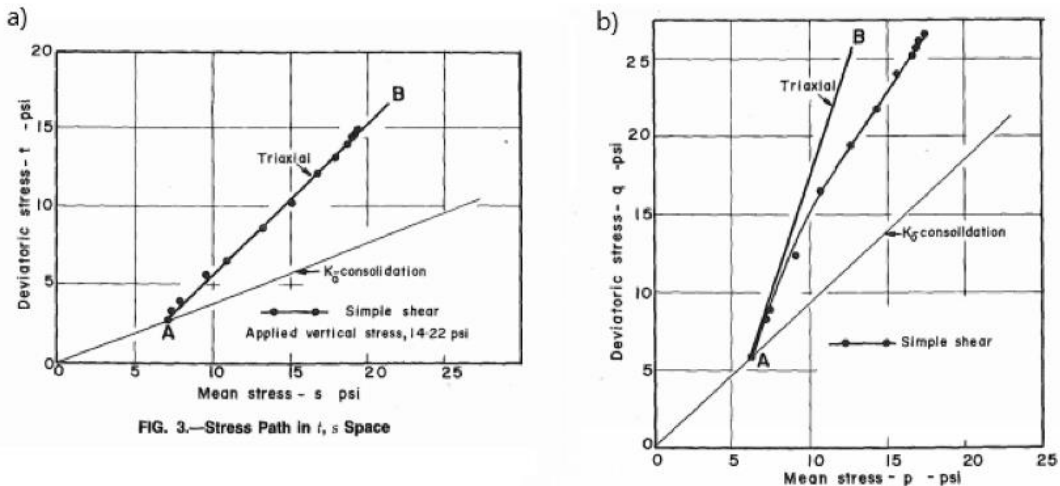


Figura 3.34: Trayectoria de tensiones para arena Leighton Buzzard ($D_r = 95\%$). a) Sin considerar el efecto de σ_2 . b) Considerando el efecto de σ_2 . Fuente: Adaptado de (Budhu, 1984b).

Las no uniformidades en ensayos de corte simple y compresión triaxial existen, pero por sí solas no pueden explicar las diferencias entre los ensayos. La consideración del esfuerzo principal intermedio σ_2 , muchas veces ignorado, juega un rol significativo en la trayectoria de tensiones, variando considerablemente cuando es incluido. A pesar de esto, es importante tener en consideración que ambos resultados debiesen variar entre ensayos, debido a que fueron diseñados para imponer diferentes condiciones de esfuerzo en las muestras de suelo (Budhu, 1984b).

4 METODOLOGÍA

En la presente investigación se tiene por objetivo caracterizar la respuesta no drenada residual de relaves de cobre, utilizando para ello el equipo CDSS (Cyclic Direct Simple Shear). Para caracterizar la respuesta no drenada residual, son utilizadas distintas densidades y técnicas de preparación de probetas (Moist Tamping y Slurry), así como distintos niveles de esfuerzo efectivo vertical de consolidación. También, es caracterizada la respuesta monótona post cíclica de relaves, variando los niveles de demanda cíclica (CSR), los valores de exceso de presión de poros (R_u) y la deformación angular máxima (γ_{max}) de la etapa cíclica.

En la presente sección se presenta la caracterización del material de relave utilizado, las características del equipo CDSS, la técnica de preparación de probetas y el programa experimental realizado.

4.1 MATERIAL DE RELAVE UTILIZADO

El material utilizado en la presente investigación corresponde a relave de cobre del tranque de relaves “El torito”, ubicado en la comuna de El Melón, provincia de Nogales, Región de Valparaíso, siendo propiedad de la empresa Anglo American Sur. Una serie de ensayos de caracterización fueron realizados en el material para determinar sus propiedades índices, los cuales se detallan en las siguientes subsecciones.

4.1.1 GRANULOMETRÍA COMPLETA

Se determina la granulometría completa del material de relave utilizando para ello el proceso de tamizado y el análisis hidrométrico, obteniéndose la curva granulométrica que se muestra en la Figura 4.1.

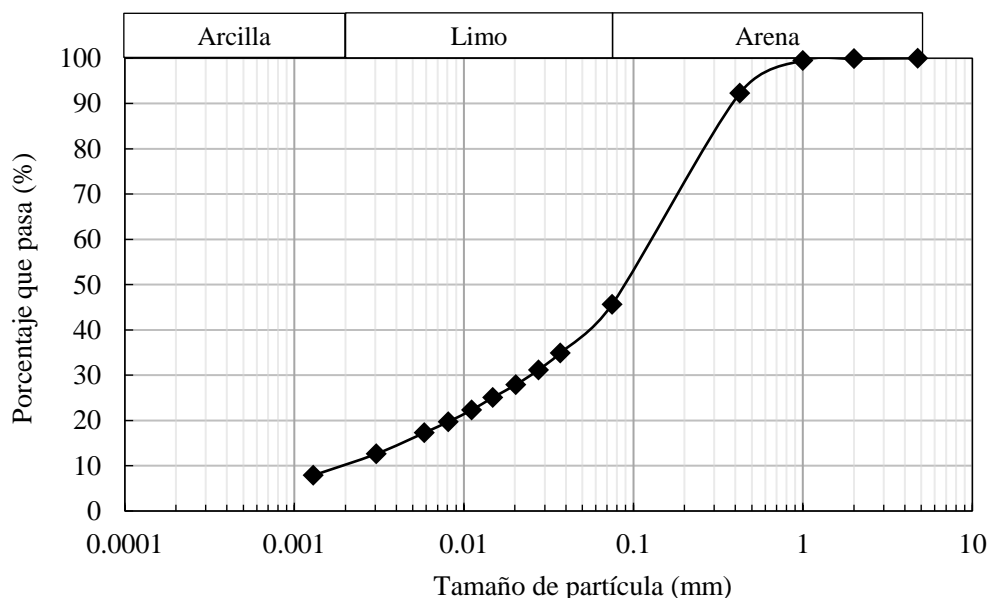


Figura 4.1: Curva granulométrica completa del relave en estudio.

De la Figura 4.1 se observa que el relave presenta un 45% de finos, de los cuales el 35% es limo, mientras que el 10% corresponde a arcilla.

4.1.2 GRAVEDAD ESPECÍFICA

3 ensayos de gravedad específica fueron realizados a distintas muestras con el objetivo de validar el valor de G_s obtenido, los resultados se muestran en la Tabla 4.1. Se observa que no existe una variación superior a 0.030 en los resultados obtenidos, por lo que los resultados son validados. El valor de G_s adoptado es 2.815, correspondiente al promedio de todas las mediciones.

Tabla 4.1: Resultados ensayo para la determinación de la gravedad específica.

Número de ensayo	Gravedad específica (-)
Ensayo N°1	2.824
Ensayo N°2	2.806
Ensayo N°3	2.815

4.1.3 PROCTOR MODIFICADO

2 ensayos proctor modificado fueron realizados a muestras de relave con el objetivo de validar los resultados y obtener parámetros de Densidad Máxima Compactada Seca (DMCS) y humedad óptima (ω_{opt}). Los resultados del ensayo pueden observarse en la Figura 4.2, de donde se aprecia una buena correlación entre ambos ensayos, existiendo una ligera diferencia en el valor de la DMCS. El valor de DMCS adoptado corresponde a 2.05 g/cm³, mientras que la humedad óptima es fijada a un valor igual al 10%.

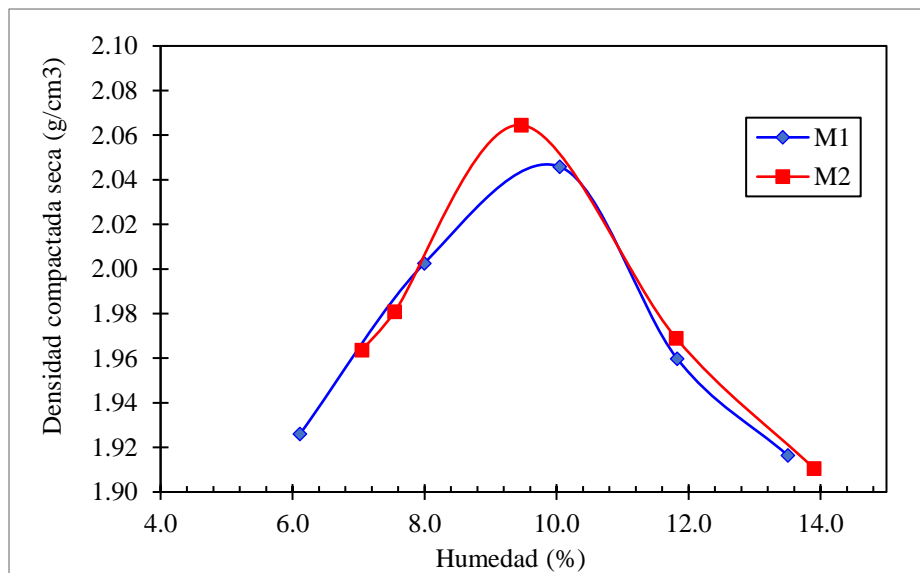


Figura 4.2: Resultados ensayo proctor modificado a muestra de relave de cobre.

4.1.4 RESUMEN DE PROPIEDADES ÍNDICES

Con los resultados obtenidos de la caracterización del relave, se pueden desprender las propiedades índices mostradas en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Propiedades índice del relave de cobre analizado.

Propiedad	Unidad	Valor
Porcentaje de finos	%	45
Porcentaje de limos	%	35
Porcentaje de arcillas	%	10
Límite Plástico	%	NP
Límite Líquido	%	NP
Clasificación USCS	%	SM
Gravedad Específica	-	2.815
Densidad máxima compactada seca	g/cm ³	2.05
Humedad óptima	%	10

4.2 EQUIPO CDSS (CYCLIC DIRECT SIMPLE SHEAR)

4.2.1 GENERAL

El equipo de corte simple cíclico (CDSS) utilizado en la presente investigación corresponde a un DSS del tipo NGI que se encuentra ubicado en la Universidad Técnica Federico Santa María. Una fotografía con las partes del equipo puede observarse en la Figura 4.3. El CDSS utilizado fue fabricado por la compañía Willie Geotechniks, y permite la realización de ensayos monótonos drenados (volumen variable), no drenados (volumen constante), ensayos cíclicos drenados (volumen variable) y no drenados, con la respectiva etapa de consolidación previa.

Un aspecto importante por mencionar es que el equipo no utiliza membrana reforzada, si no que utiliza 25 anillos apilados de gran rigidez, los cuales permiten el desplazamiento entre ellos y aseguran que el área transversal de la probeta se mantenga constante durante todo el ensayo. Adicionalmente, fueron añadidas puntas en las piedras porosas para aumentar la rugosidad de estas y asegurar que no exista deslizamiento de la muestra de suelo, lo que afectaría los resultados.

Un ensayo monótono no drenado típico consta de las siguientes etapas:

- Saturación de la muestra
- Consolidación por incrementos de carga
- Fijación de la altura de la probeta para asegurar volumen constante
- Corte monótono controlado por desplazamiento, a velocidad constante
- Desmontaje de la probeta y medición de la humedad

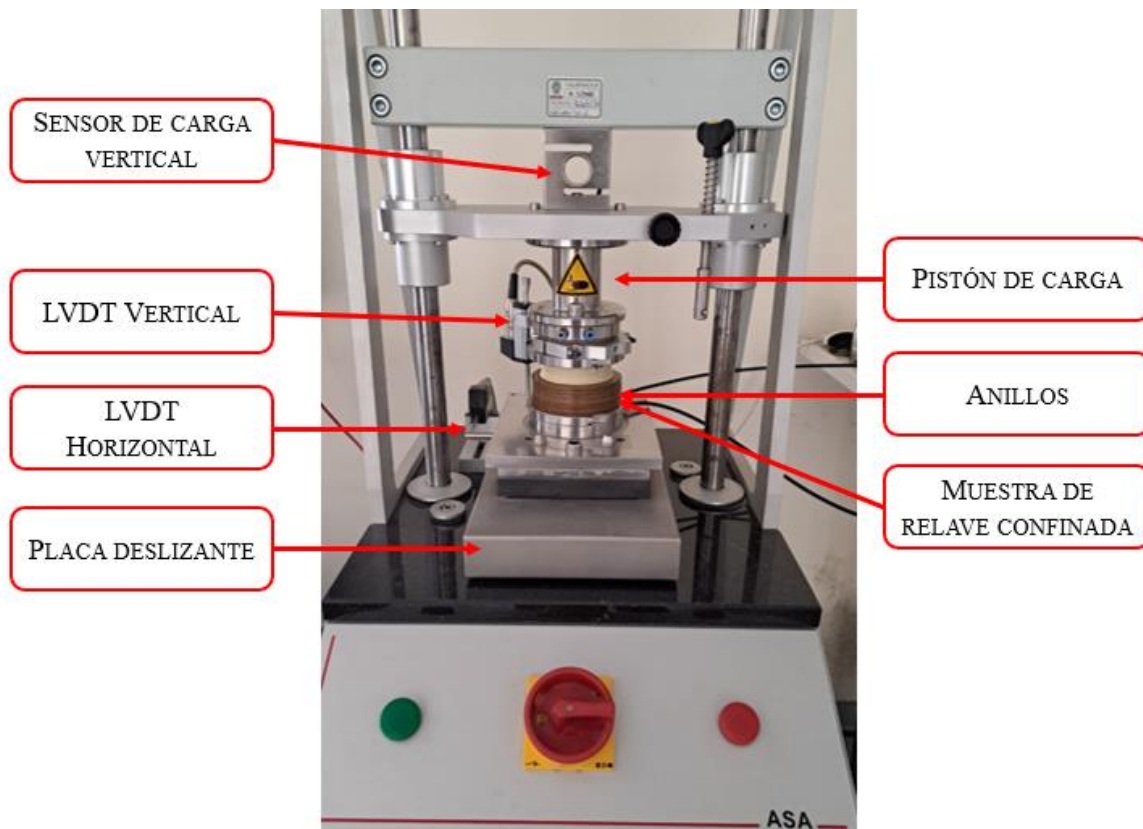


Figura 4.3: Equipo CDSS

Un ensayo cíclico, con etapa post cíclica consta de las siguientes etapas:

- Saturación de la muestra.
- Consolidación por incrementos de carga.
- Corte cíclico controlado por esfuerzo (CSR constante).
- Finalizado el corte cíclico, se fija la altura de la probeta para asegurar volumen constante.
- Corte monótono controlado por desplazamiento, a velocidad constante.
- Desmontaje de la probeta y medición de la humedad.

En las subsecciones siguientes se describen las etapas de ensayo y se mencionan las características más importantes del equipo que permiten la realización de los ensayos antes descritos.

4.2.2 SATURACIÓN DE LA MUESTRA

La muestra es saturada utilizando agua destilada, desde la parte inferior a la parte superior.

4.2.3 CONSOLIDACIÓN EN EQUIPO CDSS

El equipo CDSS permite la realización de la etapa de consolidación, aplicando etapas con LIR (Load Increment Ratio) igual a 1, lo que significa que en cada incremento de carga se duplica el valor de esfuerzo efectivo vertical, hasta finalmente alcanzar el valor objetivo.

En esta etapa, cada incremento de carga es realizado cada 1 hora, con el objetivo de estabilizar la altura de la probeta a un valor fijo y asegurar que la consolidación primaria se alcance en un 100%. De todas formas, se logra notar que la estabilización de la altura de la probeta se alcanza generalmente en los primeros 10 minutos de aplicado el incremento de carga, por lo que 1 hora por cada incremento de carga es un criterio conservador que asegura la disipación del exceso de presión de poros.

4.2.4 CORTE MONÓTONO A VOLUMEN CONSTANTE (NO DRENADO)

El volumen constante, o lo que es igual, la altura constante, es lograda utilizando la función “*Vertical loading height controlled*” incorporada dentro del software incluido en el equipo. Esta función es sencillamente otro tipo de ensayo que puede realizarse en el CDSS, que consiste en realizar una carga vertical hasta un valor constante de la altura, variando para ello el esfuerzo vertical. En este caso, al llegar al esfuerzo efectivo vertical de consolidación, es fijada la altura mediante este método justo antes de empezar el corte monótono.

El corte monótono es realizado a una velocidad constante de 0.019 mm/min, lo que equivale aproximadamente a un 5% de deformación angular por hora, y es terminado una vez que se superan los 20% de deformación angular.

4.2.5 CORTE CÍCLICO CONTROLADO POR ESFUERZO

Para la realización de un ensayo cíclico, se realiza el mismo proceso de saturación y consolidación mencionados anteriormente, para luego proceder a aplicar un esfuerzo tangencial controlado (CSR) constante durante todo el ensayo.

Para alcanzar el valor de esfuerzo tangencial objetivo, y dado que el módulo de rigidez del suelo varía en todo momento (y se degrada), el equipo va punto a punto ajustando la velocidad para alcanzar el valor de CSR dentro del periodo de duración del ciclo. Cuando el módulo de rigidez se ha degradado de forma importante, el equipo comienza a tener problemas para llegar al esfuerzo tangencial objetivo, valor que a veces no es alcanzado dentro del periodo. Para evitar este problema, la frecuencia de ensayo escogida es baja e igual a 0.01 Hz, para darle tiempo al equipo a que alcance correctamente los valores, considerando también que el efecto de la frecuencia en la resistencia cíclica no es claro (ver sección 2.4.6.3).

En este caso, el equipo fija la altura de forma automática en la etapa cíclica.

4.2.6 CORTE MONÓTONO POST CÍCLICO

La etapa cíclica es finalizada una vez que se superan los 3.75% de deformación angular en amplitud simple, y una vez que el desplazamiento se encuentra en valores negativos. Para comenzar el corte monótono post cíclico, y dado que los ciclos de histéresis

se separan del origen, se debe fijar la deformación angular o el esfuerzo tangencial en cero, provocando que alguno de los dos parámetros sea distinto de cero. En el presente estudio ambos parámetros fueron fijados, considerando que no debiese existir una variación importante, ya que el corte monótono debiese seguir aproximadamente la misma trayectoria de un ciclo de histéresis.

El corte monótono post cíclico se realiza a la misma velocidad que el corte monótono sin etapa cíclica y fijando la altura del equipo de la misma forma que la explicada en la sección 4.2.4.

4.3 PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

4.3.1 MUESTRAS MOIST TAMPING

Las muestras Moist Tamping son preparadas utilizando 5 capas de la misma cantidad de material y la misma altura, realizando el respectivo proceso de escarificación entre capas. Para la fabricación es utilizada la humedad óptima igual a 10%, obtenida desde el ensayo proctor modificado de acuerdo con los resultados mostrados en la sección 4.1.3

Las densidades de las probetas Moist Tamping se escogen de acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de consolidación unidimensional, intentando abarcar un amplio rango de relaciones de vacíos. En este caso, las densidades son representadas mediante un porcentaje de la Densidad Máxima Compactada Seca (DMCS).

4.3.2 MUESTRAS SLURRY

Las probetas slurry son preparadas a 3 contenido de sólidos distintos: 60%, 70% y 80%. Debido al gran cambio de altura en la consolidación provocado por los altos niveles de humedad, las probetas no son preparadas directamente en el equipo DSS, sino que son preparadas en moldes externos al equipo y preconsolidadas a un esfuerzo efectivo vertical de 50 kPa, para luego ser traspasados cuidadosamente al equipo de corte simple y ser consolidados a esfuerzos efectivos verticales de 100, 200 y 400 kPa. Los moldes y el sistema de carga pueden observarse en la Figura 4.4.

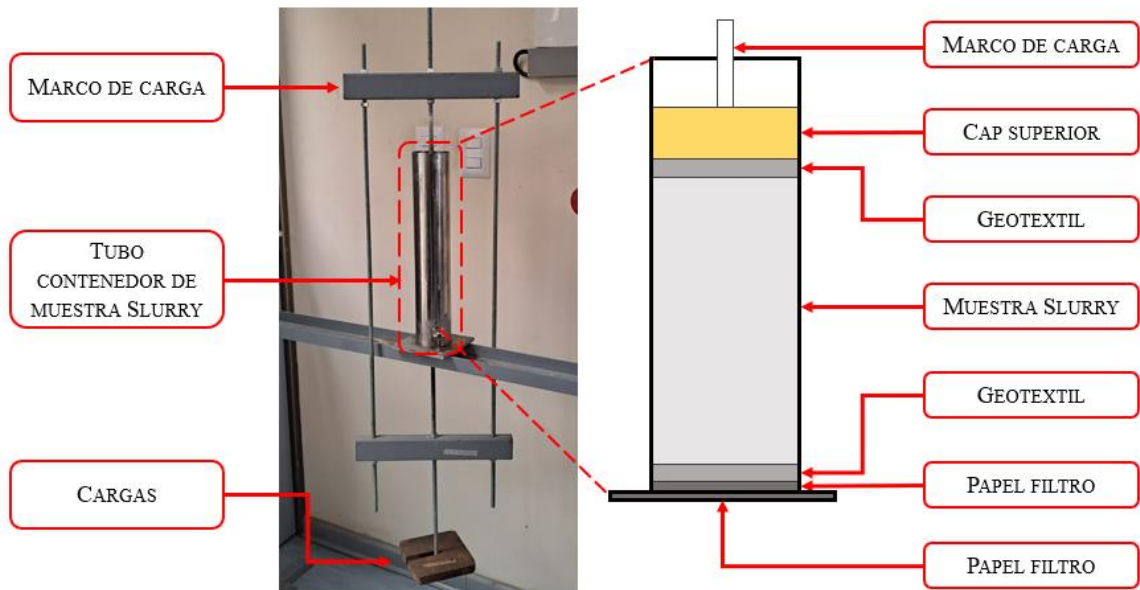


Figura 4.4: Equipo y sistema de preparación de muestras Slurry.

4.4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

En el programa experimental fueron realizados ensayos monótonos a muestras Moist Tamping y Slurry, así como ensayos cíclicos con etapa post cíclica.

4.4.1 ENSAYOS MONÓTONOS

Fueron realizados 18 ensayos monótonos con probetas preparadas con la metodología Moist Tamping y con las etapas que se mencionan en la sección 4.2. Fueron utilizados esfuerzos efectivos verticales de consolidación en el rango de 50 a 800 kPa, abarcando un amplio rango de densidades de acuerdo con los resultados obtenidos en el ensayo de consolidación unidimensional. La Tabla 4.3 muestra un resumen de los ensayos monótonos realizados, indicando el esfuerzo efectivo vertical de consolidación, la cantidad de ensayos realizados a un valor definido de presión y el rango de relación de vacíos que se obtiene al final del proceso de consolidación. Puede observarse que se alcanzan relaciones de vacíos en el rango de 0.307 hasta 0.780.

Adicionalmente, 9 ensayos monótonos fueron realizados a probetas preparadas mediante el procedimiento Slurry descrito en la sección 4.3.2, con el contenido de sólidos y presiones de consolidación que se muestran en la Tabla 4.4

Tabla 4.3: Listado de ensayos monótonos realizados en probetas Moist Tamping

Esfuerzo efectivo vertical de consolidación (kPa)	Cantidad de ensayos	Rango de relación de vacíos
50	1	0.631
100	7	0.307 – 0.780
200	4	0.557 – 0.680
400	4	0.456 – 0.602
800	2	0.494 – 0.514

Tabla 4.4: Lista de ensayos monótonos en probetas preparadas mediante metodología Slurry

Contenido de sólidos	Esfuerzo efectivo vertical de consolidación (kPa)
60%	100, 200 y 400
70%	100, 200 y 400
80%	100, 200 y 400

4.4.2 ENSAYOS CÍCLICOS

14 ensayos cíclicos con etapa post cíclica fueron realizados utilizando la metodología de preparación de probetas Moist Tamping. En los ensayos, fueron variados los niveles de CSR, R_u (aumento máximo de la presión de poros) y la deformación angular máxima alcanzada en la etapa cíclica. Adicionalmente, todos los ensayos presentaban etapa post cíclica. La Tabla 4.5 resume los parámetros y cantidad de ensayos cíclicos y post cíclicos realizados.

Tabla 4.5: Listado de ensayos cíclicos y post cíclicos realizados con la metodología de preparación de probetas Moist Tamping.

Densidad preparación	CSR	R_u (*)	$\gamma_{cyc,max}$ (%) (**)	Etapla post cíclica
70%DMCS	0.090; 0.100; 0.125; 0.150	-	-	Si
80%DMCS	0.100; 0.125; 0.150; 0.175	-	-	Si
80%DMCS	0.125	0.25; 0.50; 0.75	-	Si
80%DMCS	0.100	-	3.75; 8; 15; 23	Si

(*) Hace referencia al nivel máximo de incremento de presión de poros alcanzado en la etapa cíclica. Donde no existen datos, significa que se realizaron hasta alcanzar la falla y el máximo valor de R_u .

(**) Deformación angular máxima objetivo de la etapa cíclica. Donde no existen datos significa que se alcanzaron deformaciones angulares cercanas a los 3.75% en amplitud simple (definición de licuefacción).

5 RESULTADOS ENSAYOS MONÓTONOS

5.1 COMPORTAMIENTO EN CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Ensayos de consolidación fueron realizados a muestras preparadas mediante el método Moist Tamping y Slurry. En el caso del primer método, fueron utilizadas 4 densidades distintas en referencia a la Densidad Máxima Compactada Seca (DMCS), obtenida del ensayo Proctor Modificado. Estas densidades corresponden al 60%, 70%, 80% y 90% de la DMCS. En el caso de las muestras tipo Slurry, fueron ensayados 5 contenidos de sólidos distintos: 60%, 65%, 70%, 75% y 80%.

En los siguientes acápite se realiza un análisis por separado del comportamiento en consolidación unidimensional de muestras Moist Tamping y muestras Slurry.

5.1.1 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE MUESTRAS MOIST TAMPING

En la Figura 5.1 se muestra el comportamiento en consolidación unidimensional de muestras Moist Tamping para las densidades de preparación analizadas. Es claro que las muestras preparadas a una densidad menor presentan mayor compresibilidad, alcanzando el índice de compresibilidad C_c más alto, con un valor de 0.0811 para el 60% de la DMCS. La muestra más densa utilizada en el estudio fue fabricada a un 90% de la DMCS, con valores de pendiente C_c igual a 0.191, presentando una gran diferencia con los demás especímenes. El valor de C_c promedio sin considerar la muestra de 90%DMCS es igual a 0.0688.

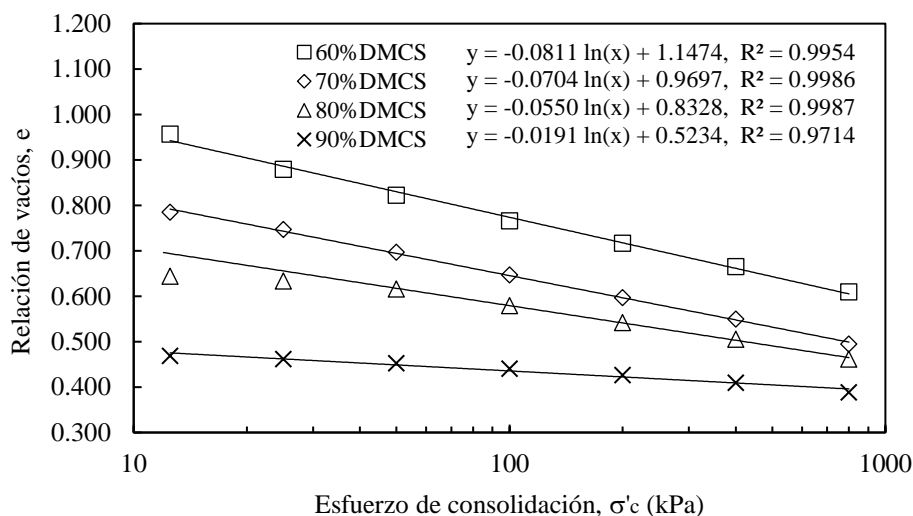


Figura 5.1: Comportamiento en consolidación unidimensional de muestras Moist Tamping con diferentes densidades de preparación.

Una observación por realizar es que la regresión de la muestra preparada a 80% de la DMCS se realizó sin considerar los primeros dos puntos de la curva (a un esfuerzo de consolidación de 12.5 y 25 kPa), los cuales se alejaban de la tendencia.

El gráfico de la Figura 5.1 fue utilizado para preparar muestras a una relación de vacíos específica y similar, variando el nivel de densidad en la preparación y haciendo posible la variación del esfuerzo efectivo vertical para obtener una relación de vacíos similar.

5.1.2 CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE MUESTRAS SLURRY

En la Figura 5.2 se muestran las curvas de consolidación para muestras Slurry preparadas a 5 diferentes contenidos de sólidos. Un alto coeficiente de correlación se obtiene en todas las curvas. Es claro que un contenido de sólidos de preparación más bajo (relación de vacíos de preparación más alto) provoca relaciones de vacíos más altas al final de la consolidación para un esfuerzo de consolidación dado.

Una diferencia menor en el índice de compresibilidad C_c (comparado con muestras MT) es obtenida para los diferentes contenidos de sólidos analizados. El índice de compresibilidad promedio obtenido para muestras Slurry es de 0.1205.

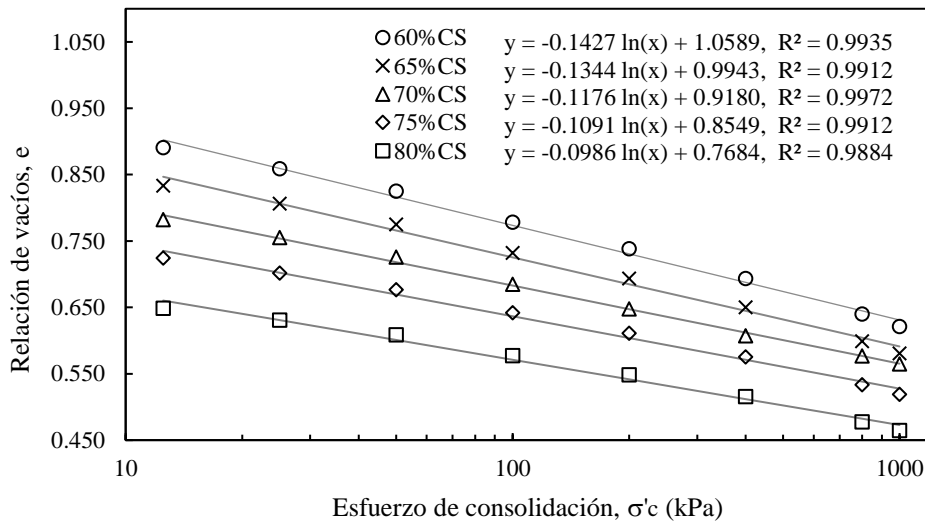


Figura 5.2: Comportamiento en consolidación unidimensional de muestras slurry con diferentes contenidos de sólidos de preparación.

Para poder comparar las curvas de consolidación a distintos contenidos de sólidos, las propiedades “intrínsecas” pueden ser utilizadas, es decir, las propiedades que no dependen del estado “in situ” de las muestras. Burland 1990 realizó ensayos de consolidación en arcillas naturales reconstituidas para un amplio rango de humedades y relaciones de vacíos. Para normalizar el comportamiento y realizar una comparación, propuso el índice de compresibilidad intrínseco C_c^* , así como el índice de vacíos intrínseco I_v^* , definidos de acuerdo con la Ecuación 12 y Ecuación 13

$$C_c^* = \frac{e_{100}^* - e_{1000}^*}{\log\left(\frac{1000}{100}\right)} = e_{100}^* - e_{1000}^* \quad \text{Ecuación 12}$$

$$I_v^* = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*} \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde e_{100}^* y e_{1000}^* corresponden a la relación de vacíos intrínseca a un esfuerzo de consolidación de 100 y 1000 kPa, respectivamente.

Los resultados obtenidos para la relación de vacíos intrínseca en función del esfuerzo de consolidación pueden observarse en la Figura 5.3. Se observa una leve dispersión en los datos para esfuerzos de consolidación de 12.5 kPa y 25 kPa, aunque esto concuerda con los postulados por Burland (1990), que mencionó que la relación de vacíos intrínseca no se encuentra bien definida para presiones de confinamiento menores a 100 kPa. Los datos para el 70% de contenido de sólidos a presiones de confinamiento igual a 200 y 400 kPa se desvían levemente de los demás contenidos de sólidos. No hay una explicación clara para este fenómeno, por lo que se asume que el motivo está mayormente asociado a problemas en la fábrica de la probeta y en la medición de datos. La curva encontrada por Saebimoghaddam (2010) para relaves se superpone a los datos para comparación, encontrando una buena correlación.

La Figura 5.3 indica que el comportamiento en consolidación unidimensional del relave integral utilizado se encuentra bien caracterizado por los parámetros intrínsecos de Burland (1990). Adicionalmente, se desprende que el relave integral presenta una gran compresibilidad, lo cual afectará directamente en la resistencia no drenada residual.

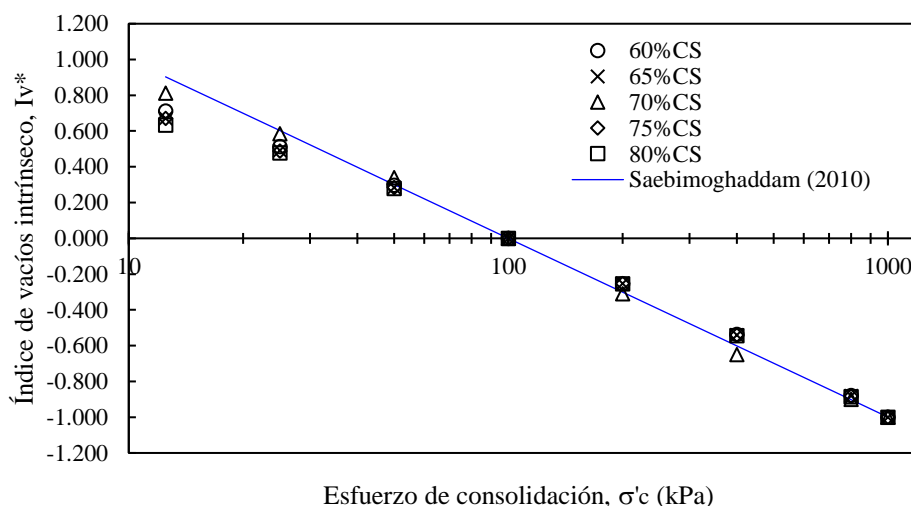


Figura 5.3: Relación de vacíos intrínseca versus esfuerzo de consolidación.

5.1.3 DISCUSIÓN

Las curvas de consolidación obtenidas para muestras Moist Tamping y Slurry son superpuestas en el plano esfuerzo – relación de vacíos, obteniéndose la Figura 5.4, en donde se puede observar en color negro las curvas correspondientes a las muestras MT, mientras que las curvas de color azul corresponden a las muestras preparadas mediante el método Slurry. De la Figura 5.4 es posible observar que, si bien existe una pequeña diferencia, las pendientes son relativamente similares a la hora de comparar ambos métodos de preparación. Se observa que las menores relaciones de vacíos obtenidas corresponden a muestras Moist Tamping preparadas al 90% de la DMCS. Las menores densidades (relaciones de vacíos mayores) son obtenidas al 60% de la DMCS en el caso de Moist Tamping, y a 60% del contenido de sólidos para muestras Slurry.

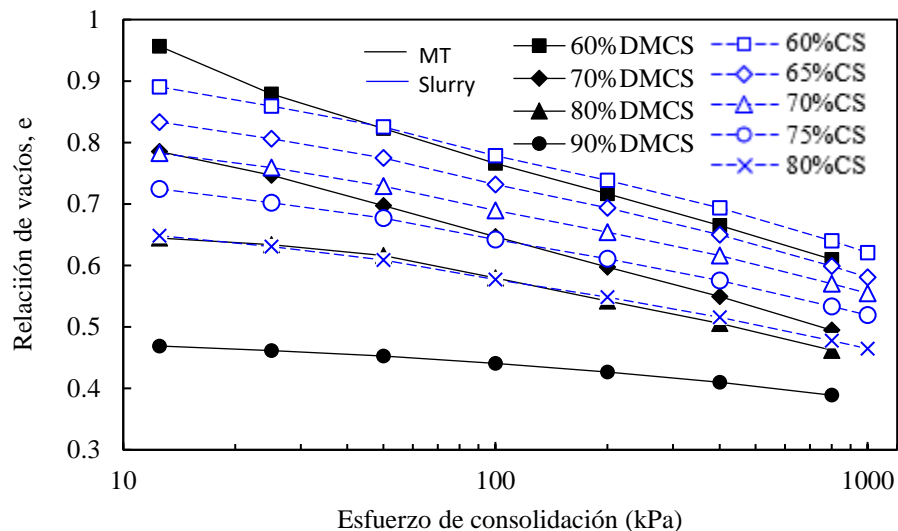


Figura 5.4: Curvas de consolidación unidimensional de muestras Moist Tamping y Slurry.

De la Figura 5.4 es posible concluir que no existe beneficio a la hora de preparar muestras Slurry, ya que si bien son depositadas en este estado y con gran cantidad de agua (y por lo tanto, alto nivel de relación de vacíos), al momento de aplicarles carga inicial (junto con la precarga), la densidad tiende a parecerse a la de las probetas Moist Tamping, aunque en este último método de preparación existe un mayor control en la homogeneidad de la muestra y en la relación de vacíos objetivo de preparación. Es por este motivo que el análisis de las siguientes páginas se encontrará enfocado en las muestras Moist Tamping, aunque utilizando las muestras Slurry para realizar una comparación.

5.2 COMPORTAMIENTO EN CORTE MONÓTONO A VOLUMEN CONSTANTE – MUESTRAS MOIST TAMPING

La Tabla 5.1 muestra todos los ensayos realizados con probetas preparadas mediante el método Moist Tamping, en donde también se muestran los parámetros de mayor importancia obtenidos del corte monótono. La Figura 5.5 muestra el comportamiento en corte simple a volumen constante (no drenado) de 3 muestras preparadas a 80% de la densidad máxima compactada seca obtenida mediante el ensayo proctor modificado, utilizando la técnica de Moist Tamping. Como puede observarse, las probetas muestran comportamiento contractivo en el rango de presiones ensayado. Un aspecto interesante se observa en las probetas de 100 kPa y 400 kPa, las cuales muestran una alta fragilidad, exhibiendo un esfuerzo de corte máximo bien marcado, para luego descender hasta un valor estable o semi estable. Este comportamiento no es observado en la probeta de 200 kPa, la cual muestra un comportamiento estable a medida que aumenta el nivel de deformación angular. A pesar de esta variabilidad en el comportamiento tensión-deformación de las muestras, todas llegan a una única envolvente de falla en el plano de los esfuerzos, la cual puede observarse en la Figura 5.6. El valor del ángulo de fricción último asociado a la envolvente de falla es de 28.5° , con una pequeña cohesión igual a 4 kPa.

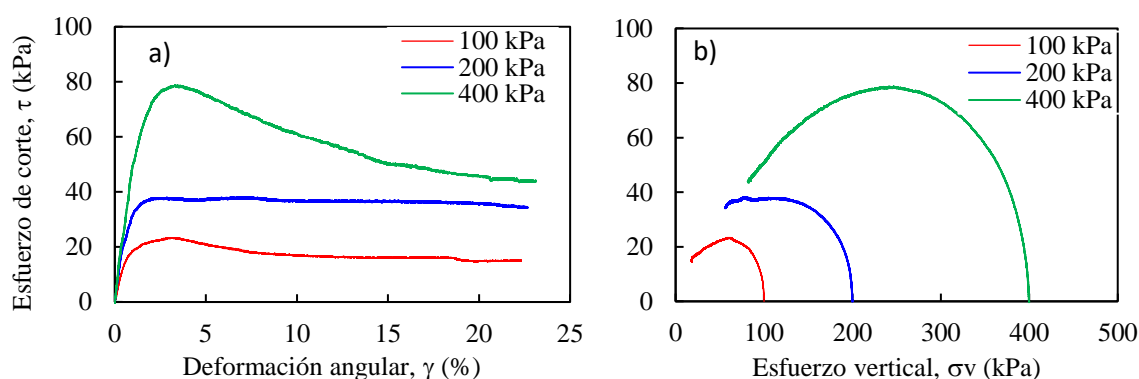


Figura 5.5: a) Gráfico tensión-deformación. b) Trayectoria de esfuerzos. Todas las probetas preparadas a 80%DMCS.

Tabla 5.1: Ensayos monótonos a muestras Moist Tamping.

Nombre	Condiciones iniciales				Cons.	Falla (Def ang = 15%)			Pick (o transformación de fase)			
	σ'_{vc} (kPa)	ω (%)	DMCS (%)	e_0 -	e_c -	$S_{u,r}$ (kPa)	$\sigma'_{v,f}$ (kPa)	$S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ -	$S_{u,y}$ (kPa)	$\sigma'_{v,y}$ (kPa)	$S_{u,y}/\sigma'_{vc}$ -	Def. a $S_{u,y}$ (%)
MT50kPa_80.0DMCS	50	10%	80.0%	0.648	0.631	10.8	10.2	0.215	18.9	36.7	0.378	1.64
MT100kPa_64.3DMCS	100	10%	64.3%	1.151	0.780	18.1	30.9	0.181	22.7	62.1	0.227	4.27
MT100kPa_77.0DMCS	100	10%	76.4%	0.709	0.606	16.5	23.6	0.165	23.6	55.4	0.236	4.09
MT100kPa_80.0DMCS	100	10%	80.0%	0.640	0.597	16.0	19.4	0.160	23.4	62.2	0.234	2.95
MT100kPa_83.2DMCS	100	10%	83.2%	0.592	0.548	25.0	41.9	0.250	35.4	82.5	0.354	3.18
MT200kPa_60.5DMCS	200	10%	60.5%	1.199	0.680	36.9	69.3	0.185	38.8	81.4	0.194	9.31
MT200kPa_70.0DMCS	200	10%	70.0%	0.939	0.603	39.2	67.0	0.196	41.2	115.6	0.206	3.18
MT200kPa_73.8DMCS	200	10%	73.8%	0.778	0.600	32.3	60.2	0.161	37.3	114.1	0.186	4.87
MT200kPa_80.0DMCS	200	10%	80.0%	0.643	0.557	36.5	63.9	0.183	38.1	104.9	0.190	2.86
MT400kPa_66.0DMCS	400	10%	66.3%	1.026	0.602	74.2	140.4	0.185	80.3	240.9	0.201	4.36
MT400kPa_68.3DMCS	400	10%	68.3%	0.944	0.563	78.8	147.7	0.197	83.4	232.7	0.209	4.87
MT400kPa_80.0DMCS	400	10%	80.0%	0.654	0.528	50.0	98.6	0.125	78.8	246.7	0.197	3.30
MT400kPa_87.1DMCS	400	10%	87.1%	0.511	0.456	107.3	169.4	0.268	128.5	264.7	0.321	5.61
MT800kPa_63.9DMCS	800	10%	63.9%	1.074	0.514	153.6	344.8	0.192	159.1	441.3	0.199	9.13
MT800kPa_80.0DMCS	800	10%	80.0%	0.638	0.494	173.3	318.7	0.217	188.0	471.5	0.235	6.29
MT100kPa_70.0DMCS	100	10%	70.0%	0.897	0.643	15.0	25.8	0.150	20.4	58.4	0.204	3.74
MT100kPa_90.0DMCS	100	10%	90.0%	0.475	0.448	45.3	65.4	0.453	51.1	79.2	0.511	7.07
MT100kPa_100.0DMCS	100	10%	100.0%	0.334	0.307	90.6	152.8	0.906	34.2	86.0	0.342	1.44

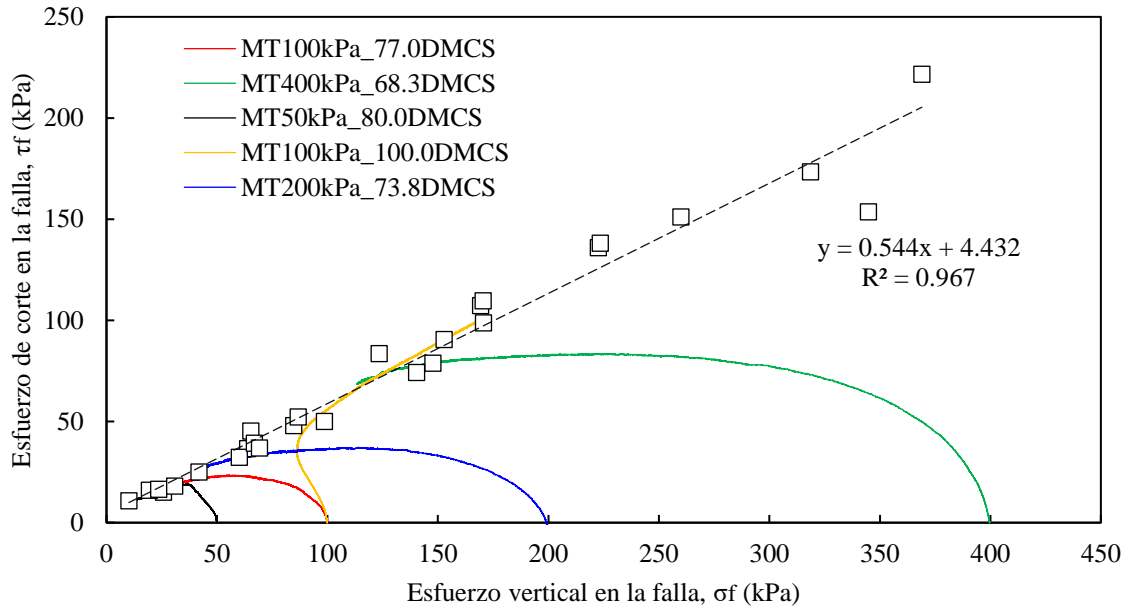


Figura 5.6: Envolvente de falla y trayectorias de esfuerzos. Fuente: Elaboración propia.

La envolvente de falla fue definida a una deformación angular del 15%, valor cercano a los utilizados por otros autores (e.g. Al-Tarhouni et al., 2011). Si bien los ensayos fueron realizados hasta niveles de deformación superiores, en el rango del 20% al 25%, las no uniformidades que impone el equipo triaxial se acentúan a grandes deformaciones (ver sección 3.3.3) por lo que los datos muestran mayor incertidumbre y menor confianza a niveles superiores de deformación angular. Los autores consideran que el criterio del 15% se encuentra dentro del rango aceptable para considerar que las no uniformidades no toman un rol importante y así tener mayor confianza en los resultados. En el ánculo también son consideradas las muestras slurry descritas en las secciones siguientes.

5.3 COMPORTAMIENTO EN CORTE MONÓTONO A VOLUMEN CONSTANTE – MUESTRAS SLURRY

La Tabla 5.2 muestra los ensayos realizados en muestras preparadas mediante el método Slurry descrito en la sección de metodología. Dado que los 9 ensayos realizados con este método de preparación presentaron transformación de fase, solo se muestran los parámetros asociados a este comportamiento, siendo el valor de menor esfuerzo vertical el definido como el valor asociado a la transformación de fase. El comportamiento de muestras slurry en tensión-deformación y en trayectoria de esfuerzos se muestra en la Figura 5.7, Figura 5.8 y Figura 5.9 para las muestras preparadas a 60%, 70% y 80% de contenido de sólidos, respectivamente. A modo de estudiar el comportamiento general, se analiza la Figura 5.8 correspondiente a las probetas preparadas a 70% de contenido de sólidos y consolidadas a 100, 200 y 400 kPa. Se puede observar de la curva tensión-deformación que las muestras presentan un tramo lineal hasta aproximadamente el 2% y 3% de deformación angular, para luego seguir aumentando el esfuerzo de corte hasta una meseta que se produce en el rango del 15% al 20% de γ , zona en donde las no uniformidades en los esfuerzos comienzan a tomar relevancia.

Tabla 5.2: Ensayos monótonos realizados a probetas Slurry.

Nombre	σ'_{vc} (kPa)	e_0	e_c	Transformación de fase			
				$S_{u,PT}$	$\sigma'_{v,PT}$	$S_{u,PT}/\sigma'_{vc}$	Def. a $S_{u,PT}$
Slurry100kPa_80CS	100	0.485	0.417	33.1	78.3	0.331	4.39
Slurry200kPa_80CS	200	0.494	0.425	55.9	125.7	0.280	5.12
Slurry400kPa_80CS	400	0.482	0.393	117.1	282.5	0.293	6.55
Slurry100kPa_70CS	100	0.579	0.499	31.7	74.5	0.317	5.05
Slurry200kPa_70CS	200	0.511	0.426	53.2	130.3	0.266	5.33
Slurry400kPa_70CS	400	0.639	0.424	100.3	231.3	0.251	6.78
Slurry100kPa_60CS	100	0.607	0.550	31.6	68.4	0.316	5.56
Slurry200kPa_60CS	200	0.588	0.516	54.3	136.0	0.272	4.40
Slurry400kPa_60CS	400	0.604	0.502	108.6	247.8	0.271	7.19

Adicionalmente, es posible observar a partir de la trayectoria de tensiones un claro comportamiento de transformación de fase, con un punto de esfuerzo efectivo vertical mínimo, en donde luego comienza a aumentar al confinamiento (o deja de disminuir). El comportamiento es en general contractivo, ya que el esfuerzo efectivo vertical final nunca supera al esfuerzo efectivo vertical de consolidación (inicial), al menos para el 70% de contenido de sólidos. Solo en dos ensayos se observa la dilatancia, o el aumento de esfuerzo efectivo vertical por sobre el inicial: La probeta preparada a 80% de CS y consolidada a 100 kPa (ver Figura 5.9), y la probeta preparada a 60% de CS y consolidada a 200 kPa (ver Figura 5.7). Esto último no representa un fenómeno en particular a analizar, debido a que el aumento de confinamiento por sobre el valor inicial ocurre en valores de deformación angular superiores al 15%, zona en donde las no uniformidades en los esfuerzos toman mayor importancia.

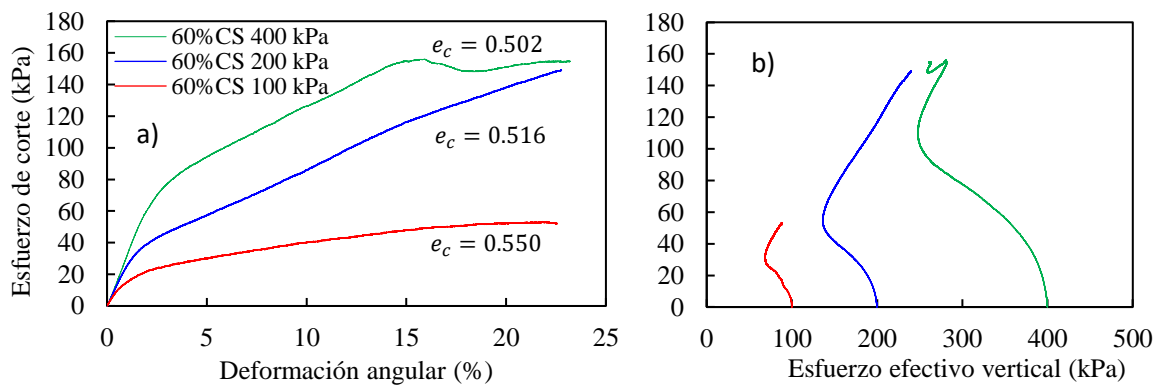


Figura 5.7: a) Curvas tensión-deformación de muestras preparadas a 60% CS. b) Trayectoria de esfuerzos de probetas preparadas a 60% CS.

CAPÍTULO 5: RESULTADOS ENSAYOS MONÓTONOS

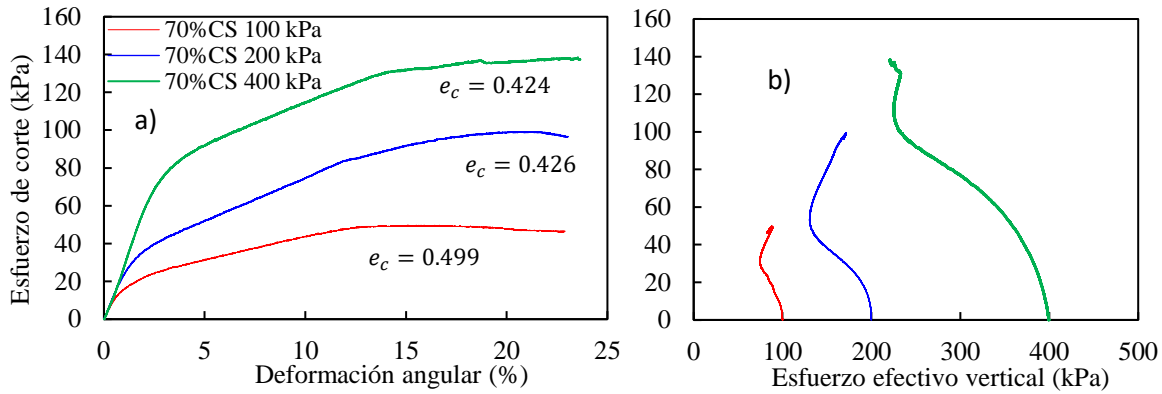


Figura 5.8: a) Curvas tensión-deformación de muestras preparadas a 70% CS. b) Trayectoria de esfuerzos de probetas preparadas a 70% CS.

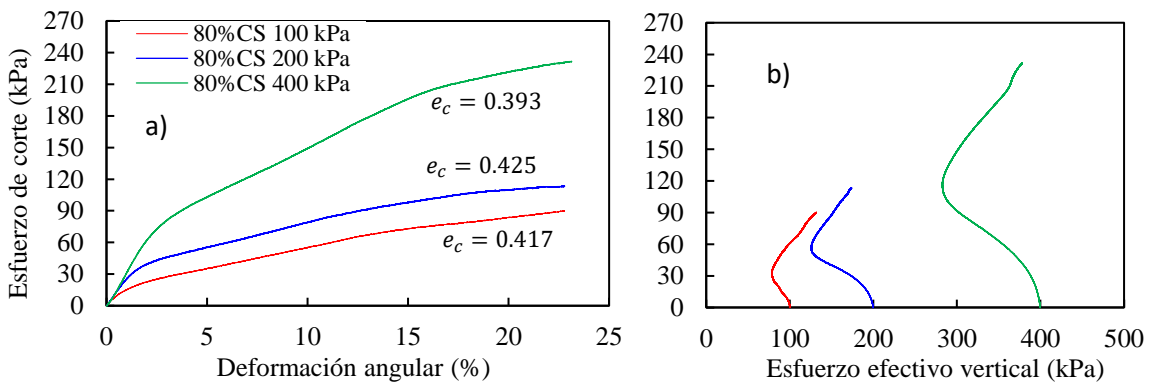


Figura 5.9: a) Curvas tensión-deformación de muestras preparadas a 80% CS. b) Trayectoria de esfuerzos de probetas preparadas a 80% CS.

Dado que todas las muestras slurry presentan un comportamiento con transformación de fase, es que se busca definir una envolvente con los puntos asociados. El gráfico obtenido se muestra en la Figura 5.10, junto con las trayectorias de esfuerzos de probetas preparadas a 60%, 70% y 80% de contenido de sólidos para ejemplificar el comportamiento. Se observa una alta correlación en la línea de transformación de fase obtenida, la cual tiene asociada un ángulo de transformación de fase, ϕ_{TF} , igual a 23.0° .

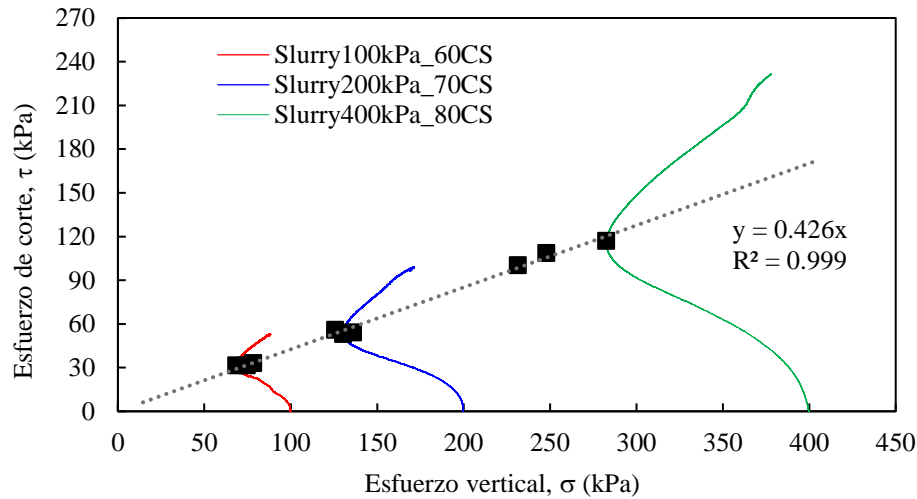


Figura 5.10: Línea de transformación de fase. Muestras Slurry.

5.4 COMPARACIÓN Y ANÁLISIS ENTRE MUESTRAS MT Y SLURRY

La Figura 5.11 muestra las trayectorias de tensiones de muestras MT y slurry consolidadas a 100 kPa. Las muestras preparadas entre 70%DMCS y 83.2%DMCS muestran un claro comportamiento contractivo y ablandamiento por deformación. Como se esperaba, a medida que la densidad aumenta se observa un comportamiento de transformación de fase. La comparación entre métodos de preparación no es precisa si es que las relaciones de vacíos no son similares.

Las muestras preparadas a 83.2%DMCS y 60%CS resultaron en relaciones de vacíos similares después de la consolidación. Como se observa en la figura, las muestras exhiben una notable diferencia entre trayectorias de tensiones. Especímenes preparados como slurry tienden a dilatar mientras que las muestras MT tienden a contraer. La pregunta que surge es qué método de preparación representa de mejor forma el estado in situ. De acuerdo con resultados CPTu realizados en los relaves (no mostrados en la presente tesis), el material es considerado contractivo en terreno. De acuerdo a este resultado, solo los resultados experimentales de las muestras MT son presentados en esta investigación.

Independiente del tipo de preparación, la envolvente de falla resulta en un ángulo de fricción efectivo en la falla de 28.5° para todos los especímenes, de acuerdo a los resultados entregados en la sección 5.2.

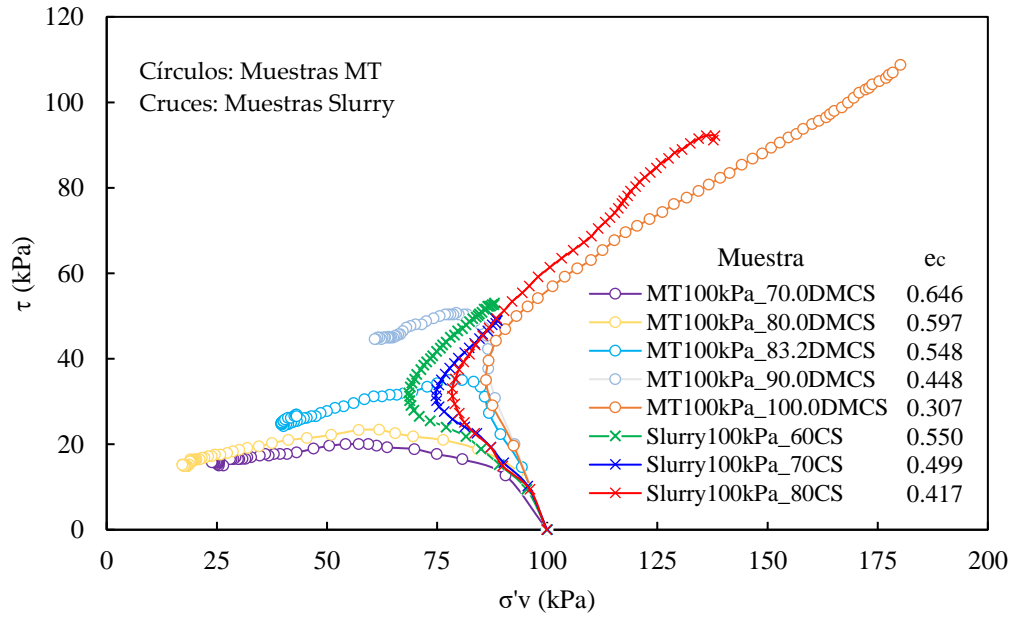


Figura 5.11: Trayectoria de tensiones de muestras MT y Slurry consolidadas a 100 kPa.

5.5 EFECTO DE LA DENSIDAD, ESFUERZO EFECTIVO VERTICAL Y CONTENIDO DE SÓLIDOS EN LA RESISTENCIA NO DRENADA RESIDUAL

5.5.1 DENSIDAD (RELACIÓN DE VACÍOS)

Para analizar el efecto de la densidad en la resistencia no drenada residual del relave ensayado, se analiza el gráfico propuesto en la Figura 5.12, en donde se grafica la razón de resistencia no drenada residual en función de la relación de vacíos en la consolidación. Se observa que existe una clara tendencia: La resistencia residual disminuye a medida que aumenta la relación de vacíos, es decir, suelos que se encuentren más sueltos tendrán menores resistencias residuales. La línea de tendencia agregada es lineal para el rango de relaciones de vacíos analizadas en la presente investigación, pero se adelanta que para relaciones de vacíos mayores la curva debiese tomar una forma potencial, según lo informado por otros autores (Riveros & Sadrekarimi, 2020). Otro aspecto importante de mencionar es que el esfuerzo vertical de consolidación no parece tener influencia en la resistencia residual, debido a que no sigue ninguna tendencia dentro de la banda analizada. Es claro que el punto que escapa de la banda (400 kPa) es un ensayo anómalo y no fue tomado en cuenta para proponer la regresión lineal de los datos.

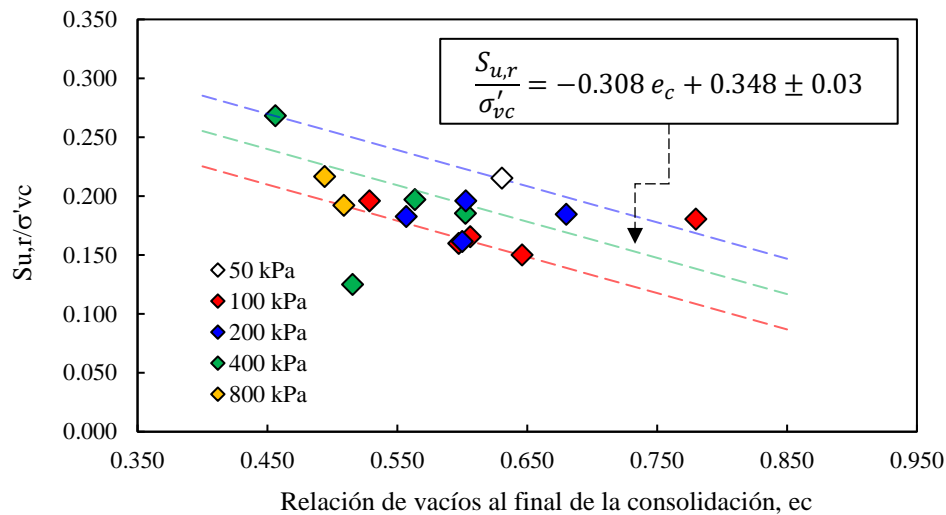


Figura 5.12: Razón de resistencia no drenada residual en función de la relación de vacíos en la consolidación. Muestras Moist Tamping con comportamiento contractivo.

Para realizar una comparación, la regresión obtenida por Riveros & Sadrekarimi (2020) es superpuesta a los datos obtenidos en el presente estudio, obteniéndose el gráfico de la Figura 5.13. Los datos de Riveros & Sadrekarimi (2020) fueron obtenidos en corte simple con muestras de relave de oro de Ontario, Canadá, con un 69% de contenido de finos, clasificando como ML en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCS). Datos adicionales de Reid et al. (2018) y Al-Tarhouni et al. (2011) son incluidos por Riveros & Sadrekarimi, (2020) en la regresión propuesta. Los primeros corresponden a relaves limosos de oro-hierro, mientras que los segundos corresponden a relaves de oro, ambos ensayados en DSS.

Una buena correlación con los datos del presente estudio es observada en la Figura 5.13, al menos para la relación de vacíos mostrada. Solo unos puntos escapan de la regresión, encontrándose la gran mayoría dentro de la banda propuesta por Riveros & Sadrekarimi (2020), lo que puede notarse también en los límites propuestos en este estudio (± 0.03).

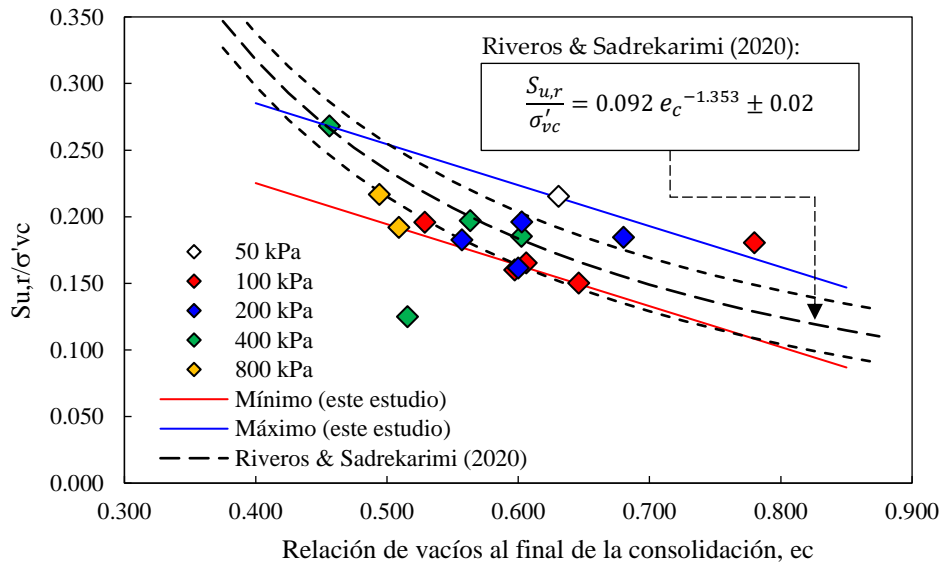


Figura 5.13: Razón de resistencia no drenada residual en función de la relación de vacíos en la consolidación. Regresión obtenida por Riveros & Sadrekarimi (2020) superpuesta en los datos.

5.5.2 ESFUERZO EFECTIVO VERTICAL DE CONSOLIDACIÓN

Para analizar el efecto que tiene el esfuerzo efectivo vertical de consolidación en la resistencia no drenada residual del relave, se construye el gráfico de la Figura 5.14, en el cual se puede observar una clara relación lineal entre ambos parámetros, obteniendo un valor de razón de resistencia no drenada residual $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ igual a 0.199. Si bien este valor no permite analizar la dependencia con otros parámetros como la densidad (relación de vacíos), si entrega una buena aproximación y un muy buen valor a utilizar en diseño, con un alto coeficiente de correlación. Un aspecto importante para destacar es que en el gráfico de la Figura 5.14, solo se incluyen las muestras preparadas mediante el método Moist Tamping que hayan presentado un claro comportamiento contractivo de acuerdo con el nivel de densidad. En particular, fueron dejados fuera los resultados de los ensayos preparados a 90% y 100% de la Densidad Máxima Compactada Seca. Las muestras Slurry no fueron incluidas ya que todas presentaban un comportamiento tipo transformación de fase.

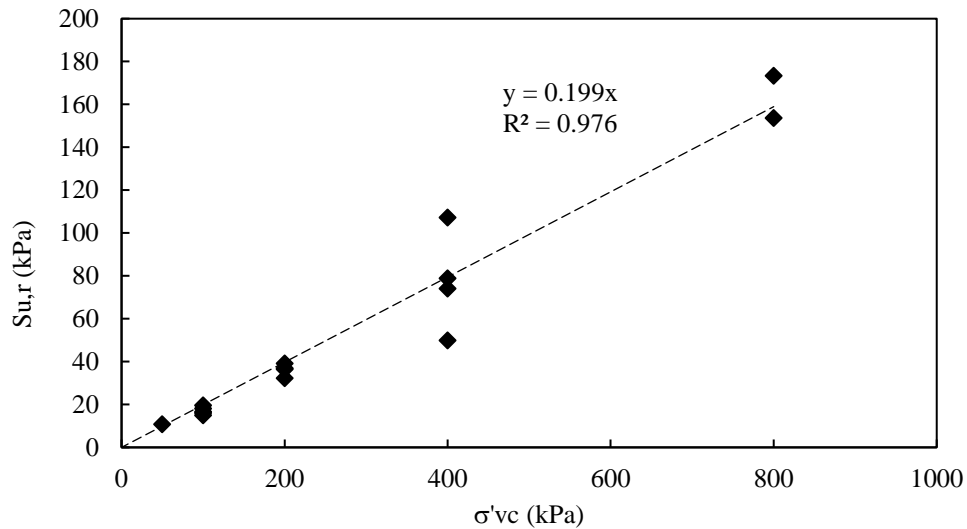


Figura 5.14: Resistencia no drenada residual versus esfuerzo efectivo vertical de consolidación. Muestras Moist Tamping.

De la Figura 5.14 se observa también que existen dos puntos que se alejan de la tendencia en los 400 kPa de σ'_{vc} , siendo el más bajo el ensayo realizado a 80% de la DMCS, ensayo que presenta anomalías también en otros gráficos, por lo que no es analizado en profundidad. El punto por sobre la línea de tendencia corresponde al ensayo realizado a 87.1% de la DMCS, el cual, a pesar de ser contractivo no alcanza valores tan bajos de confinamiento al final del ensayo, por lo que tampoco se vuelve un punto de interés para el análisis.

5.5.3 CONTENIDO DE SÓLIDOS

Con respecto a muestras Slurry, se analiza el efecto combinado del contenido de sólidos y la densidad (relación de vacíos) mediante el gráfico propuesto en la Figura 5.15. El valor de $S_{u,pt}/\sigma'_{vc}$ corresponde a la resistencia en el punto de transformación de fase normalizado por el esfuerzo efectivo vertical de consolidación, dado que todas las muestras Slurry presentaron transformación de fase. Se observa que existe la clara tendencia de tener mayor densidad (menor relación de vacíos) al aumentar el contenido de sólidos de preparación, lo cual es lógico de acuerdo con los resultados de la consolidación. Los valores obtenidos de resistencia en el punto de transformación de fase no presentan tendencia ni variaciones importantes con respecto al contenido de sólidos, al esfuerzo efectivo vertical, ni a la densidad, y oscilan en un rango de 0.250 y 0.350. Si bien las resistencias obtenidas para el caso de las muestras consolidadas a 100 kPa son levemente superiores que los demás esfuerzos de consolidación, esto puede deberse a la metodología de preparación: Las muestras a 100 kPa fueron las primeras en ser ensayadas y el material grueso que decantó puede haberse acumulado en dichas probetas, generando resistencias más altas.

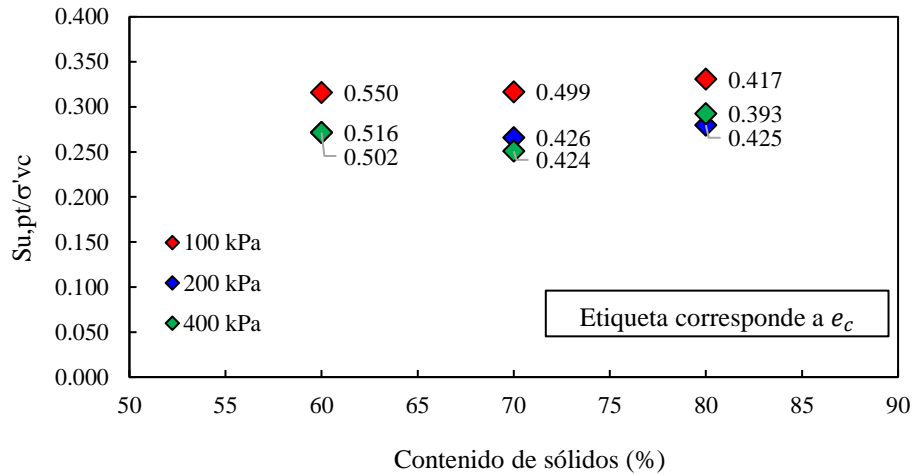


Figura 5.15: Razón de resistencia de transformación de fase versus el contenido de sólidos. Muestras Slurry.

Dado que el valor de $S_{u,pt}/\sigma'_{vc}$ parece ser constante, se verifica su relación directa con el esfuerzo efectivo de consolidación, mediante el gráfico mostrado en la Figura 5.16. Se observa una clara tendencia lineal, con poca variación en los distintos esfuerzos de consolidación, con alta correlación y con un valor de $S_{u,pt}/\sigma'_{vc}$ igual a 0.274.

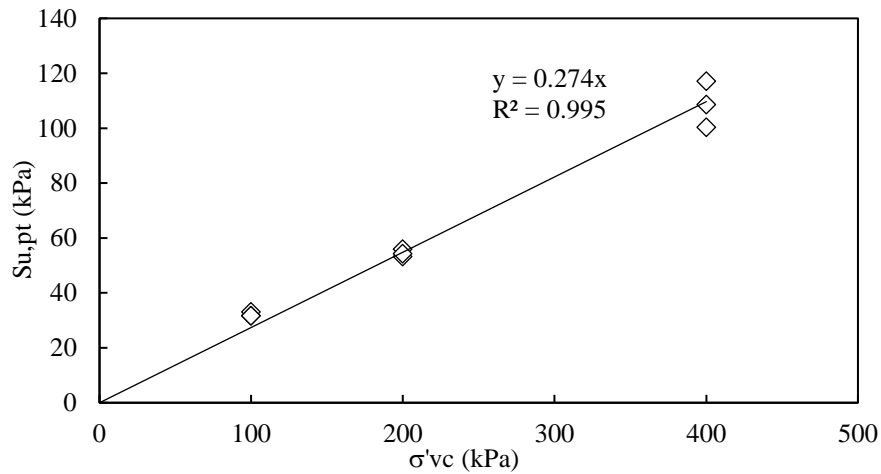


Figura 5.16: Resistencia en el punto de transformación de fase versus esfuerzo efectivo vertical de consolidación. Muestras Slurry.

Dado que las muestras Slurry presentan una mayor dificultad en su preparación, además de que los resultados obtenidos muestran transformación de fase con poca variación de acuerdo con la densidad y contenido de sólidos, es que se decide utilizar las muestras Moist Tamping para los siguientes análisis. Esto va de acuerdo con lo investigado por Reid et al. (2022) en probetas slurry: Dada la baja relación de vacíos que alcanzan, se suelen tener comportamientos dilatantes y el análisis no es útil en el cálculo de parámetros residuales o licuados, aunque cumplen una mayor función en la determinación de parámetros de dilatancia.

5.5.4 COMPARACIÓN $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ CON OTROS AUTORES

La Tabla 5.3 presenta un resumen de la razón de resistencia residual obtenida por algunos autores en la literatura, incluyendo el tipo de material, así como el equipo utilizado en la investigación y el método de preparación de muestras. Se puede observar que los resultados para $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ obtenidos en este estudio son similares y se encuentran en el rango de los reportados en la literatura por otros autores.

Tabla 5.3: Razón de resistencia residual obtenida por otros autores en la literatura.

Autores	Tipo de material	Equipo	Método de preparación	$S_{u,r}/\sigma'_{vc}$
Este estudio	Relaves de cobre (SM)	DSS	MT	0.13-0.27
Olson & Stark (2002)	Casos históricos de falla de flujo	NA	NA	0.05-0.12
Olson & Stark (2003a)	Arena, arenas limosas y limos arenosos (SP, SP-SM, SM, ML)	TX	Remoldeadas ^(a)	0.02-0.22
Olson & Mattson (2008)	Arena y arena de relave (SP, SM, ML)	TXC	MT	0.01-0.23
		DSS/RS		0.01-0.16
		TXE		0.01-0.11
Sadrekarimi & Olson (2011)	Arena de Ottawa (SP)	TX	MT	0.01-0.11
		DSS (o RS)	MT – AP	0.02-0.12
	Arena del Río Illinois (SP)	TX	MT	0.01-0.26
		DSS (o RS)	MT – AP	0.03-0.11
	Arena MR, 38% de limo (SM)	TX	MT	0.09-0.13
DSS (o RS)	MT – AP	0.03-0.08		
Al-Tarhouni et al. (2011)	Relaves de oro (ML)	DSS	Método húmedo y seco- re humedecido	$\approx 0.16-0.23^{(a)}$
Reid et al., 2018	Relaves de oro-hierro (ML)	DSS	MT	0.13-0.15 ^(b)
Riveros & Sadrekarimi (2020)	Relaves de oro (ML)	DSS	MT	0.10-0.16 ^(c)

NA: No aplica; DSS: Corte simple; TX: Triaxial; TXC: Compresión triaxial; TXE: Extensión triaxial; RS: Corte de anillo; MT: Moist Tamping (apisonamiento húmedo); AP: Air pluviation;

- (a) En estudio no se detallan los métodos de preparación dada la gran cantidad de datos de triaxiales. Solo se menciona que son remoldeadas.
- (b) Resultados incluyen muestras con transformación de fase
- (c) Solo fueron consideradas muestras MT que presentaran claro comportamiento contractivo
- (d) Solo considerados fracción fina de relaves (relaves limosos)

5.6 RESISTENCIA PICK (YIELD)

5.6.1 EFECTO DE LA DENSIDAD

Cuando un suelo es sometido a tensiones de corte en un estado no drenado o a volumen constante, alcanzará una resistencia no drenada pick o yield ($S_{u,y}$), la cual representa una condición de gatillamiento de licuefacción de flujo. La resistencia no drenada pick suele ser alcanzada a niveles bajos de deformación, generalmente menores a un 5%. A partir de este punto, el exceso de presión de poros comienza a aumentar a una tasa mayor, provocando una disminución rápida del esfuerzo efectivo y una caída de la resistencia no drenada, fenómeno conocido como ablandamiento por deformación o strain-softening. Al seguir aumentando la deformación, la reorientación de partículas se completa, alcanzando una resistencia crítica, residual o licuada.

Como fue indicado en capítulos anteriores, la licuefacción de flujo será gatillada si es que el esfuerzo de corte estático es superior a la resistencia pick del suelo, por lo que caracterizar este parámetro es de vital importancia a la hora de analizar la estabilidad de un depósito de relaves.

Es importante destacar que la caracterización de la resistencia pick se realiza solo en muestras Moist Tamping, debido a que las muestras fabricadas con el método Slurry presentaron un comportamiento de transformación de fase que no es en su totalidad contractivo y no presentan una pérdida de resistencia luego de un pick. Adicionalmente, fueron excluidas del análisis las muestras preparadas a 90% y a 100% de la DMCS, las cuales no presentaron comportamiento dilatante o una transformación de fase incompleta.

La Figura 5.17 muestra la resistencia pick o yield en función de la relación de vacíos al final de la etapa de consolidación. Este gráfico permite observar cómo este parámetro en función de la densidad del relave. Se observa una clara tendencia de disminución en el valor del pick con el aumento en la relación de vacíos, lo que quiere decir que muestras que se encuentran más sueltas presentan un mayor potencial de falla de flujo, por lo que presentarían el fenómeno de licuefacción ante cargas estáticas menores.

Los colores en la Figura 5.17 representan el esfuerzo efectivo vertical de consolidación σ'_{vc} . Es claro que suelos que han sido consolidados a mayor σ'_{vc} presentarán mayores valores de resistencia pick.

Es conveniente realizar la normalización de la resistencia pick por el esfuerzo efectivo vertical de consolidación, obteniendo la razón de resistencia pick o yield $S_{u,y}/\sigma'_{vc}$, lo que permite analizar la resistencia dejando de lado los claros efectos que presenta el confinamiento. El gráfico obtenido se muestra en la Figura 5.18. Del gráfico se desprende que, si bien existe un efecto de la densidad en $S_{u,y}/\sigma'_{vc}$, éste es mínimo, ya que a medida que disminuye la densidad (aumenta la relación de vacíos), la razón de resistencia pick disminuye a una tasa muy baja. 3 puntos escapan de la tendencia definida por las líneas punteadas. El primero corresponde a la muestra consolidada a 50 kPa, la cual presenta valores de $S_{u,y}$

similares a las muestras consolidadas a 100 kPa, como puede notarse en la Figura 5.17, por lo que, al normalizar este parámetro, se alcanzan valores de $S_{u,y}/\sigma'_{vc}$ altos. Los otros dos puntos corresponden a muestras preparadas a densidades superiores al 80% de la DMCS (83.2% para la muestra de 100 kPa y 87.1% para la muestra de 400 kPa). Una explicación de este fenómeno puede ser la energía adicional de compactación que presentan estas muestras, que pueden provocar una sobreconsolidación a valores muy superiores del confinamiento aplicado, provocando que los parámetros resistentes sean muy elevados. A pesar de estos 3 puntos, la mayoría de las muestras se encuentran dentro de la banda definida y presentan una clara tendencia.

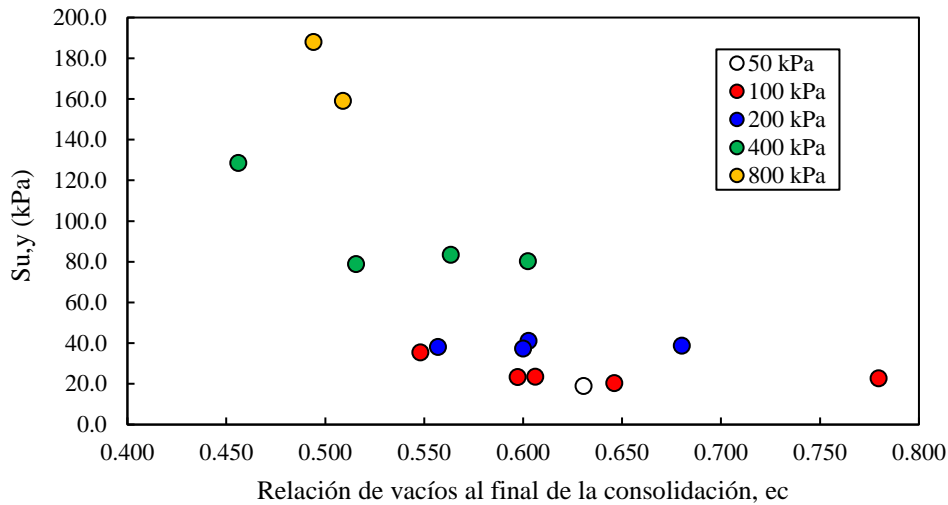


Figura 5.17: Resistencia no drenada pick en función de la relación de vacíos en la consolidación. Muestras MT.

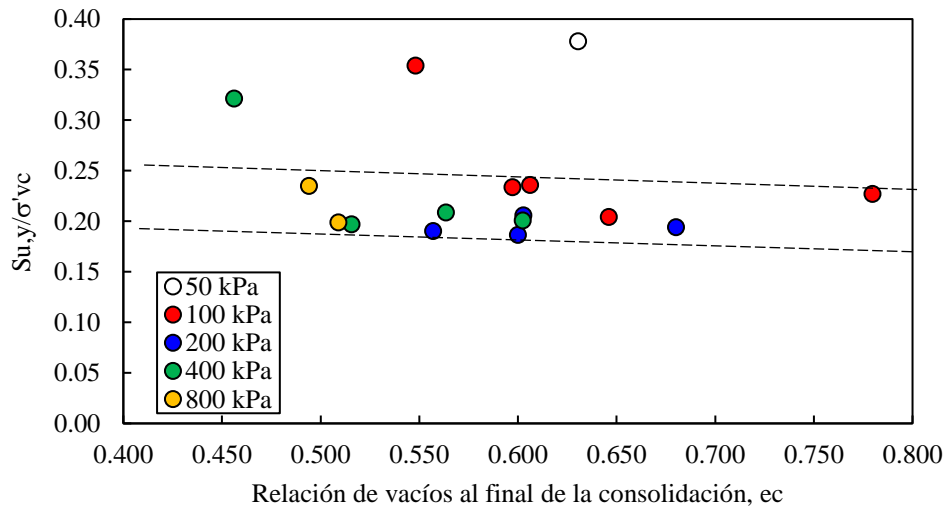


Figura 5.18: Razón de resistencia pick o yield en función de la relación de vacíos en la consolidación. Muestras MT.

5.6.2 LÍNEA DE INESTABILIDAD O ENVOLVENTE DE FALLA PICK

Otra alternativa para caracterizar la resistencia no drenada pick de los relaves consiste en determinar la línea de inestabilidad (IL) o envolvente pick, que corresponde esencialmente a la superficie de colapso de un suelo. La línea de inestabilidad corresponde a la unión del origen con los puntos de esfuerzo de corte y esfuerzo vertical en el pick, en el plano de los esfuerzos, lo cual permite la determinación de un ángulo de fricción pick o yield (ϕ_{yield}).

La envolvente pick obtenida se muestra en la Figura 5.19. Se observa una alta correlación en los datos con un valor de R^2 de 0.9862 y una pendiente M_L igual a 0.3803. El ángulo de fricción ϕ_{yield} obtenido corresponde a 20.8° .

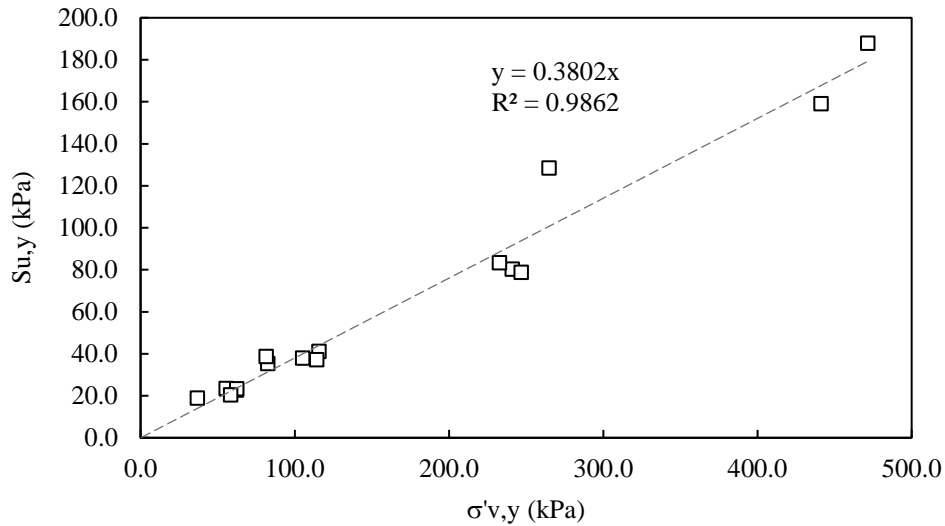


Figura 5.19: Línea de inestabilidad o envolvente pick de muestras MT.

La importancia de la envolvente peak radica en que define los estados tensionales en que un determinado suelo comenzará el fenómeno de inestabilidad al ser sometido a carga no drenada, independiente de la trayectoria de tensiones seguida.

5.6.3 COMPARACIÓN $S_{u,y}/\sigma'_{vc}$ CON OTROS AUTORES

La Tabla 5.4 muestra algunos resultados de $S_{u,y}/\sigma'_{vc}$ obtenido por otros autores en la literatura, incluyendo el tipo de material, el equipo y el método de preparación en caso de estar disponibles.

CAPÍTULO 5: RESULTADOS ENSAYOS MONÓTONOS

Tabla 5.4: Razón de resistencia peak (o yield) obtenida por otros autores en la literatura.

Autores	Tipo de material (Clasificación USCS)	Equipo	Método de preparación	$S_{u,y}/\sigma'_{vc}$
Este estudio	Relaves de cobre (SM)	DSS	MT	0.19-0.38
Olson (2001)	Casos históricos de falla de flujo	NA	NA	0.23-0.31
Olson & Stark (2003a)	Arena (SP), arenas limosas (SM o SP-SM) y limos arenosos (SM)	TX	Remoldeadas ^(a)	0.29-0.42
Olson & Mattson (2008)	Arena y arena de relave (SP, SM y ML)	TXC	MT	0.18-0.43
		DSS/RS		0.13-0.29
		TXE		0.11-0.24
Sadrekarimi & Olson (2011)	Arena de Ottawa (SP)	TX	MT	0.16-0.25
		DSS (o RS)	MT – AP	0.20-0.27
	Arena del Río Illinois (SP)	TX	MT	0.19-0.32
		DSS (o RS)	MT – AP	0.20-0.29
	Arena MR, 38% de limo (SM)	TX	MT	0.17-0.19
		DSS (o RS)	MT – AP	0.21-0.35
Reid et al. (2018)	Relaves de oro-hierro (ML)	DSS	MT	0.16 ^(b)
Riveros & Sadrekarimi (2020)	Relaves de oro (ML)	DSS	MT	0.13-0.17 ^(c)

NA: No aplica; DSS: Corte simple; TX: Triaxial; TXC: Compresión triaxial; TXE: Extensión triaxial; RS: Corte de anillo; MT: Moist Tamping (apisonamiento húmedo); AP: Air pluviation;

^(a) En estudio no se detallan los métodos de preparación dada la gran cantidad de datos de triaxiales. Solo se menciona que son remoldeadas.

^(b) Solo fueron consideradas muestras MT que presentaran claro comportamiento contractivo

^(c) Solo considerados fracción fina de relaves (relaves limosos)

5.7 ÍNDICE DE FRAGILIDAD

5.7.1 RELACIÓN CON $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$

Para cuantificar la severidad del fenómeno de ablandamiento por deformación y el potencial de licuefacción de flujo de un suelo, puede utilizarse el índice de fragilidad I_B definido de acuerdo con la Ecuación 14

$$I_B = \frac{\tau_{max} - \tau_{min}}{\tau_{max}} \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde I_B corresponde al índice de fragilidad, τ_{max} es igual al esfuerzo de corte pick y τ_{min} corresponde al esfuerzo de corte en el estado crítico o residual, definido en la presente investigación a una deformación angular “ γ ” igual a 15%.

Para visualizar la relación existente entre el índice de fragilidad y la razón de resistencia no drenada residual $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ se prepara el gráfico de la Figura 5.20. Se observa que la mayoría de las muestras preparadas mediante Moist Tamping caen dentro de una clara tendencia marcada por las líneas segmentadas de color negro. Existen dos muestras que escapan a la tendencia: La primera corresponde a la muestra preparada a 87.1% de la DMCS y consolidada a 400 kPa, mostrando un comportamiento transicional entre contractivo y dilatante, por lo que no es de mayor preocupación que se encuentre fuera de la zona de tendencia de las demás muestras; el otro punto que se encuentra fuera de la tendencia corresponde a la única muestra consolidada a un esfuerzo efectivo vertical de 50 kPa. Esta última muestra al ser la única en ser consolidada a niveles de esfuerzo efectivo tan bajo, no tiene un análisis mayor que realizar. Dentro de la Figura 5.20 se puede observar también los límites propuestos por Sadrekarimi & Olson (2011). Se observa que, si bien existe un poco de dispersión y algunos puntos quedan por fuera de los límites, estos se encuentran prácticamente dentro del límite máximo y mínimo. Se puede observar que la mayoría de los puntos cae dentro de la zona equivalente al mínimo, límite que corresponde a muestras de residuos mineros de carbón en el estudio de Sadrekarimi & Olson (2011), existiendo, por lo tanto, una relación entre residuos mineros.

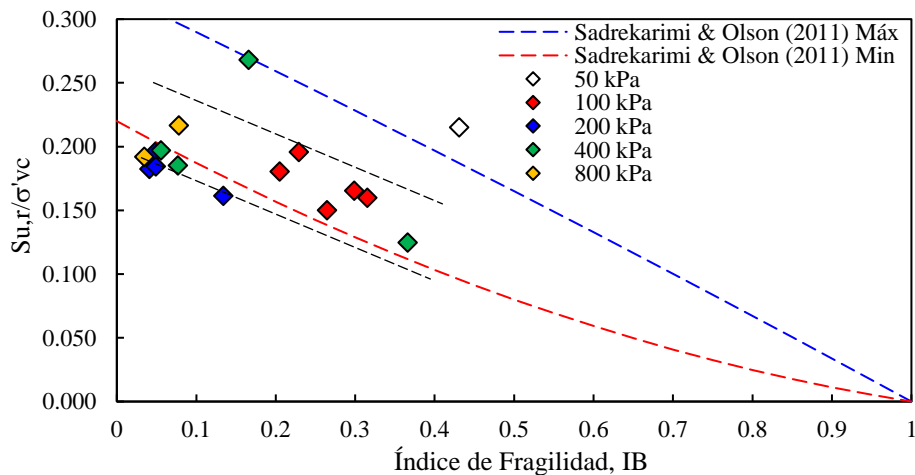


Figura 5.20: Razón de resistencia no drenada residual versus Índice de Fragilidad (I_B). Muestras Moist Tamping.

5.7.2 EFECTO DEL ESFUERZO EFECTIVO VERTICAL DE CONSOLIDACIÓN

De la Figura 5.20 se puede observar también que las muestras consolidadas a 50 kPa y 100 kPa presentan mayor I_B que las muestras consolidadas a 200, 400 y 800 kPa (salvo por un punto consolidado a 400 kPa), lo que lleva a preguntarse si existe alguna relación entre el esfuerzo efectivo de consolidación y el índice de fragilidad. La Figura 5.21 muestra la relación existente entre ambos parámetros, en donde se puede observar una clara tendencia a disminuir la fragilidad del suelo con el aumento de σ'_{vc} . El punto que se escapa a la tendencia corresponde al ensayo realizado a 80% de la DMCS y consolidado a 400 kPa, el cual presenta un comportamiento anómalo, no alcanzando un valor estable de esfuerzo de corte dentro de los rangos de deformación angular aplicados en el ensayo, lo cual fue comentado con anterioridad.

De la Figura 5.21 se desprende de que el relave de cobre tiende a ser más estable a medida que aumenta el confinamiento, algo contrario a lo que sucede en arenas limpias, donde se ha observado que al aumentar la presión de confinamiento se aumenta la inestabilidad (es decir, aumenta I_B). Este comportamiento en arenas limosas (como el relave ensayado) ha sido denominado un “comportamiento invertido” (reversal behavior) por Yamamuro & Lade (1998).

Sladen et al. (1985) sugiere que, para arenas limpias, existe una única relación entre I_B y $\sigma'_{vc}/\sigma'_{vf}$, donde σ'_{vf} corresponde al esfuerzo efectivo vertical en la falla (definida a una deformación angular igual a 15% en el presente estudio). Los datos obtenidos para los relaves de cobre son superpuestos a la curva propuesta por Sadrekarimi & Olson (2011) y se muestran en la Figura 5.22, donde una alta correlación con los datos de este estudio es observada. Existe una leve diferencia que provoca que los datos para relaves de cobre se alejen un poco de la curva propuesta por Sadrekarimi & Olson (2011). Sin embargo, esto es debido a las inherentes diferencias entre arenas limpias y arenas limosas como los relaves de cobre de este estudio, así como las diferencias en comportamiento tensión-deformación que impone el equipo utilizado. La investigación de Sadrekarimi & Olson (2011) utilizó resultados de ensayos triaxiales y corte de anillo (RS), los cuales imponen diferentes estados tensionales que el equipo de corte simple DSS. Sadrekarimi & Olson (2011) obtienen Índices de Fragilidad entre 0.23 y 0.9, mientras que en el presente estudio se obtienen valores entre 0.05 y 0.43.

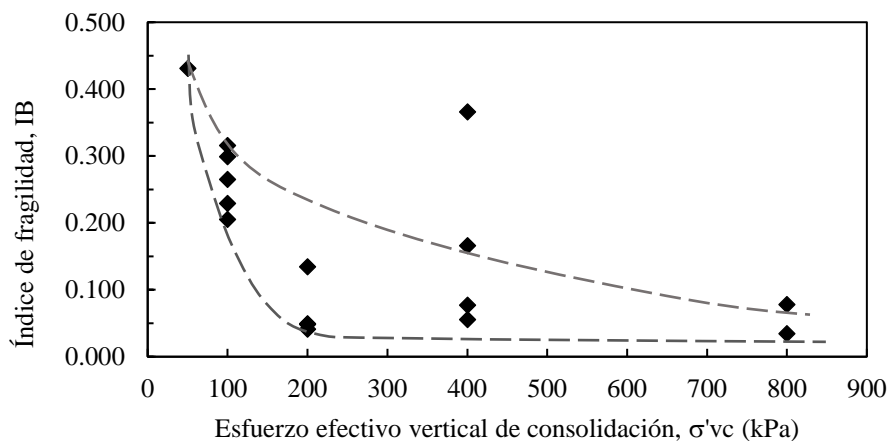


Figura 5.21: Índice de fragilidad versus esfuerzo efectivo vertical de consolidación. Muestras Moist Tamping.

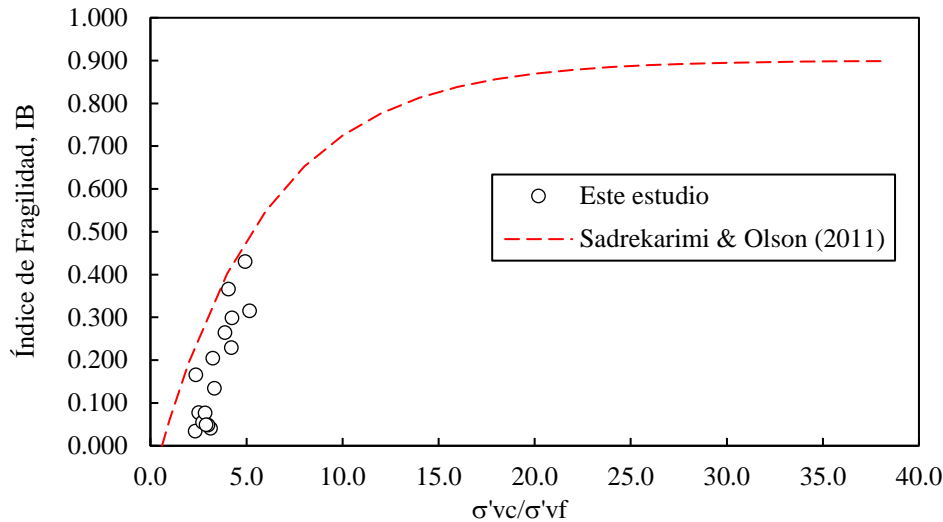


Figura 5.22: Relación entre el índice de fragilidad y $\sigma'_{vc}/\sigma'_{vf}$

5.8 EFECTO DEL MODO DE CORTE EN LA LÍNEA DE ESTADO CRÍTICO

Para indagar sobre el efecto del modo de corte en la línea de estado crítico de relaves de cobre, se realizan 4 ensayos en el equipo triaxial a una densidad de 80% de la DMCS, consolidados a 100, 200 y 400 kPa, adicionando un ensayo a 400 kPa de carácter drenado para definir una potencial línea de estado crítico y establecer una comparación. Los resultados de los ensayos monótonos no drenados, realizados en el equipo triaxial, se muestran en la Figura 5.23, en donde se puede observar claramente que todas las muestras presentan un comportamiento contractivo tipo ablandamiento por deformación (strain-softening).

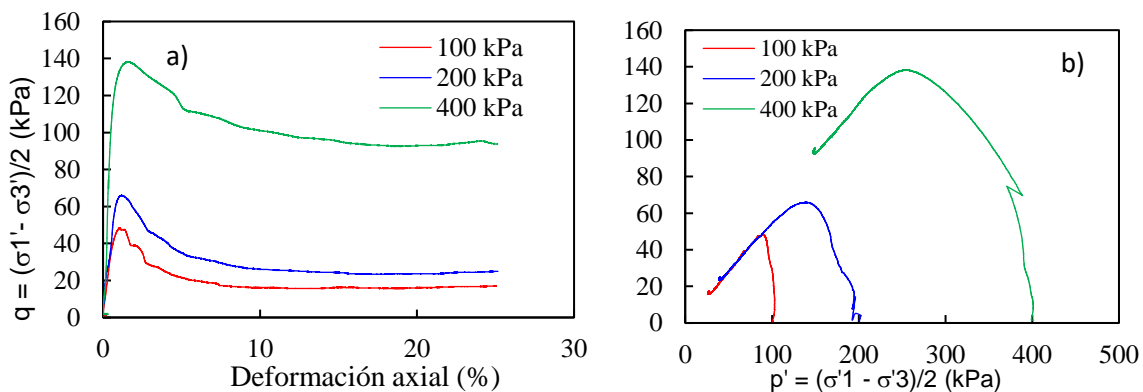


Figura 5.23: a) Comportamiento tensión-deformación. b) Trayectoria de tensiones. Muestras Moist Tamping en equipo triaxial.

De los ensayos, dada la densidad de preparación similar, se procede a comparar ambas líneas de estado crítico obtenidas tanto para el ensayo triaxial como para el ensayo DSS,

comparación que puede observarse en la Figura 5.24. Es importante destacar que los valores de esfuerzo de confinamiento en la falla para el caso del equipo triaxial fueron reemplazados por los valores del esfuerzo efectivo principal mayor, ya que de esta forma ambos resultados serían comparables. Esto, debido a que el equipo DSS no tiene la capacidad de medir los esfuerzos complementarios y de calcular un valor de p' .

De la Figura 5.24 se logra observar que ambas líneas de estado crítico poseen pendientes relativamente idénticas, pero el intercepto a 1 kPa (Γ) difiere. Otro aspecto importante por destacar es que no todas las muestras en DSS llegaban a la línea de estado crítico planteada en la Figura 5.24, algo que ha sido reportado por otros autores (e.g Al-Tarhouni et al. 2011; Yamamuro & Lade 1998) en donde se ve que se plantean curvas para separar el comportamiento dilatante del comportamiento contractivo, pero que las muestras no llegan a la misma línea de estado crítico. En este caso, se opta por utilizar 4 muestras preparadas a una densidad similar para la comparación.

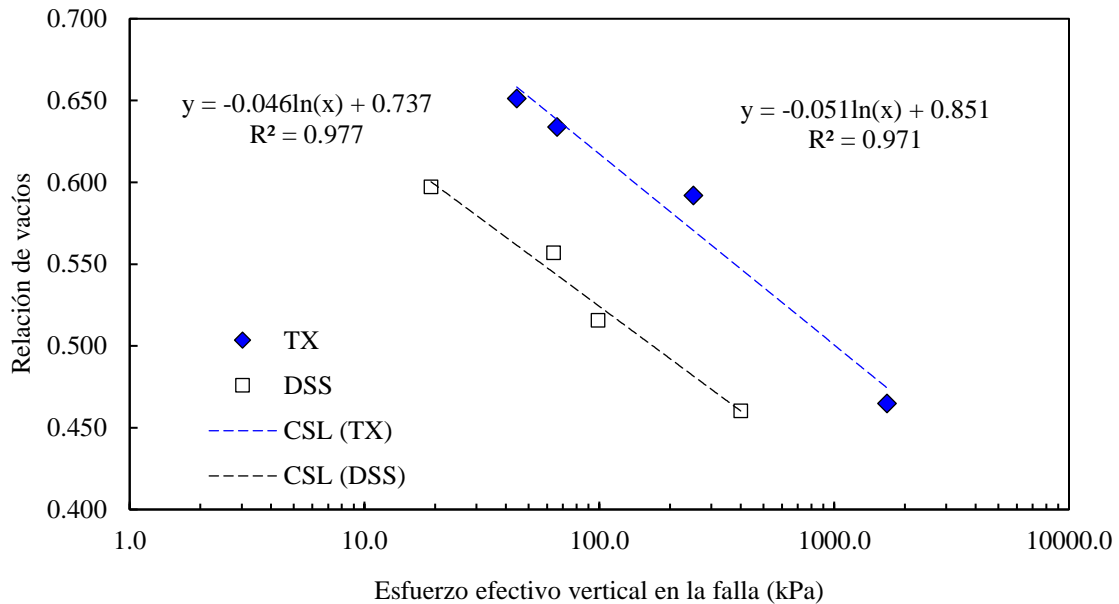


Figura 5.24: Líneas de estado crítico para el relave ensayado en equipo DSS y equipo Triaxial.

6 RESULTADOS ENSAYOS CÍCLICOS Y POST CÍCLICOS

6.1 COMPORTAMIENTO CÍCLICO GENERAL DEL RELAVE

En la Tabla 6.1 se muestran los ensayos cíclicos realizados en el material de relave. Todos los ensayos cíclicos fueron seguidos de un corte monótono post-cíclico realizado a la misma velocidad de corte que los ensayos monótonos. La etapa post-cíclica fue realizada inmediatamente después de la etapa cíclica, sin oportunidad de restablecer el esfuerzo vertical de consolidación. Se utilizaron dos densidades de preparación: 70% y 80% de la DMCS mientras que el esfuerzo vertical de consolidación se mantuvo constante a 100 kPa en todos los ensayos realizados.

En la Figura 6.1, se muestra la respuesta y el comportamiento cíclico de la muestra preparada a 80% DMCS, y ensayada a un CSR de 0.150. Se logra observar que al momento de alcanzar los 3.75% de deformación (falla) el valor de R_u no alcanza a ser 1.0, algo que ocurre con todas las muestras tal como se evidencia en la Tabla 6.1. Este comportamiento ha sido reportado por otros autores en suelos con alto contenido de finos (Singh 1996; Al Tarhouni 2008), mientras que para arenas limpias el valor de R_u igual a 1.0 suele coincidir con la falla a 3.75% de deformación angular.

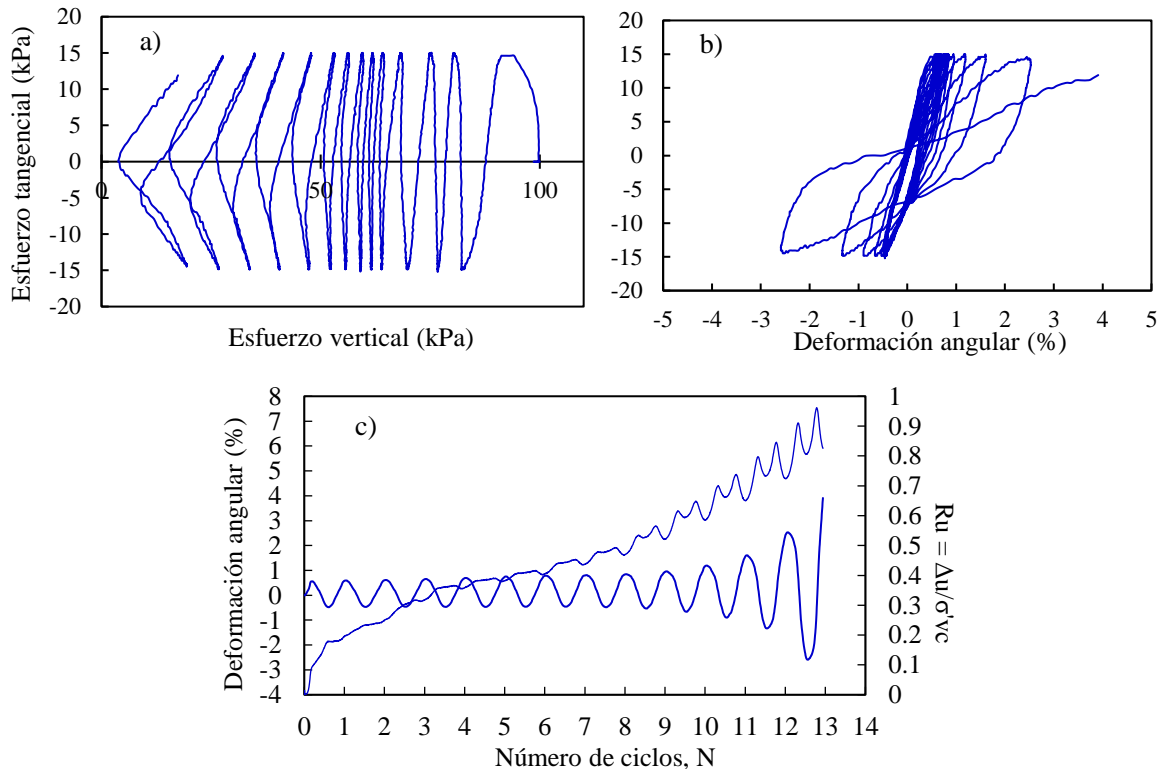


Figura 6.1: Comportamiento cíclico general del relave en estudio, preparado a 80% de la DMCS, consolidado a 100 kPa de esfuerzo efectivo vertical y ensayado a CSR igual a 0.150. a) Trayectoria de tensiones cíclicas en el plano de los esfuerzos. b) Ciclos de histéresis. c) Deformación angular y exceso de presión de poros versus número de ciclos "N".

Tabla 6.1: Listado de ensayos cíclicos y post cíclicos realizados a muestras Moist Tamping.

Nombre	Iniciales		Consolidación			Ciclos		Post-cíclico (Falla 15%)		
	DMCS (%)	CSR -	σ'_{vc} (kPa)	e_c -	N_{falla} ciclos	R_u -	$\gamma_{cyc,max}$ (%)	σ'_{vf} (kPa)	$S_{u,PC}$ (kPa)	$S_{u,PC}/\sigma'_{vc}$ -
CSR0.090_70DMCS	70	0.090	100	0.656	161.0	0.86	4.08	15.17	10.70	0.107
CSR0.100_70DMCS	70	0.100	100	0.458	77.49	0.87	4.53	13.32	10.58	0.106
CSR0.125_70DMCS	70	0.125	100	0.654	16.0	0.73	4.66	18.72	10.34	0.103
CSR0.150_70DMCS	70	0.150	100	0.639	5.0	0.74	7.03	13.75	11.89	0.119
CSR0.100_80DMCS	80	0.1	100	0.578	280.0	0.90	4.36	10.10	10.74	0.107
CSR0.125_80DMCS	80	0.125	100	0.596	42.5	0.83	4.03	4.44	8.84	0.088
CSR0.150_80DMCS	80	0.150	100	0.577	12.9	0.83	7.23	6.47	8.02	0.080
CSR0.175_80DMCS	80	0.175	100	0.586	4.1	0.72	4.53	9.07	8.43	0.084
CSR 0.125 80%DMCS R_u variable										
CSR0.125_80DMCS_Ru0.25	80	0.125	100	0.593	5.6	0.26	0.45	17.95	15.41	0.154
CSR0.125_80DMCS_Ru0.50	80	0.125	100	0.602	28.7	0.52	0.50	15.29	14.83	0.148
CSR0.125_80DMCS_Ru0.75	80	0.125	100	0.585	46.7	0.74	1.10	19.89	16.13	0.161
CSR 0.100 80%DMCS $\gamma_{cyc,max}$ var.										
CSR0.100_80DMCS_g1	80	0.100	100	0.598	156.55	0.93	8.30	3.36	8.44	0.084
CSR0.100_80DMCS_g2	80	0.100	100	0.594	102.0	0.92	13.78	1.77	4.60	0.046
CSR0.100_80DMCS_g3	80	0.1	100	0.574	145.96	0.94	22.40	-4.19	2.37	0.024

6.2 RESISTENCIA CÍCLICA

Con los datos obtenidos de la Tabla 6.1, se realiza el gráfico de resistencia cíclica (CRR) versus el número de ciclos para alcanzar la falla, diferenciando entre las muestras preparadas a 70% y 80% de la DMCS. El gráfico se muestra en la Figura 6.2 en donde se observa una tendencia potencial, como las obtenidas por diferentes autores a lo largo de los años (e.g. Wijewickreme et al. 2005). La resistencia cíclica de las muestras preparadas a 80%DMCS es mayor a la de las muestras preparadas a 70%DMCS, lo cual está acorde a la teoría y a resultados anteriores (ver sección 2.4.6).

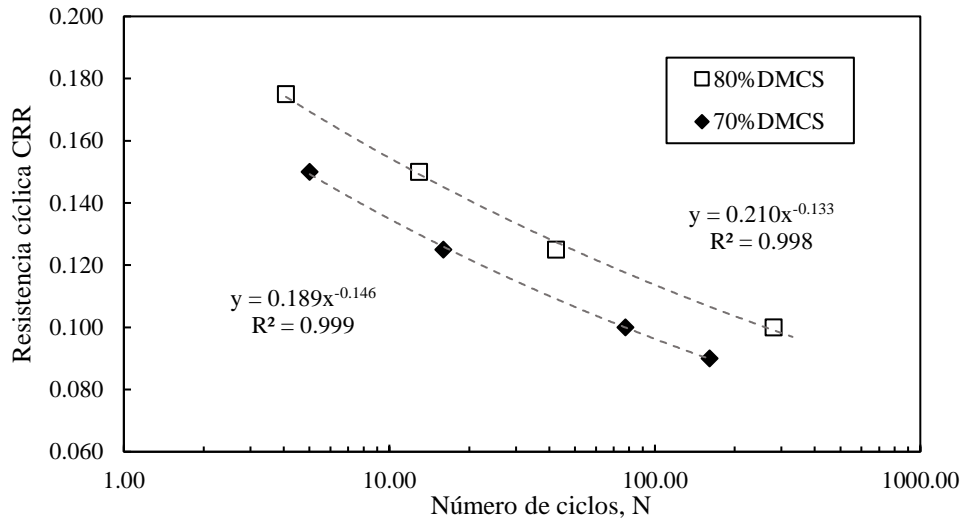


Figura 6.2: Resistencia cíclica de relave de cobre.

6.3 EFECTO DEL CSR EN LA RESISTENCIA POST CÍCLICA

Se investiga el efecto de la demanda cíclica (CSR) en la resistencia post-cíclica del relave de cobre estudiado. La falla fue definida al 15% de deformación angular, de la misma forma que los ensayos monótonos realizados en la presente investigación. Se estudia el efecto para las dos densidades de preparación utilizadas (70% y 80% de la DMCS). Los gráficos tensión deformación, junto con la trayectoria de tensiones se muestra en la Figura 6.3 para las muestras preparadas a 70%DMCS, y en la Figura 6.4 para las muestras preparadas a 80%DMCS.

De los gráficos tensión-deformación se puede observar que las muestras alcanzan un valor relativamente similar de resistencia post-cíclica, independiente de la demanda cíclica a la que fueron sometidas en la etapa cíclica. Si bien la muestra preparada a 70%DMCS y ensayada a CSR 0.150, junto con la muestra de 80%DMCS y ensayada a CSR 0.100 alcanzan valores mayores de $S_{u,pc}$, los valores se encuentran dentro de un rango aceptable de diferencia para definir que presentan el mismo valor de resistencia al 15% de deformación angular.

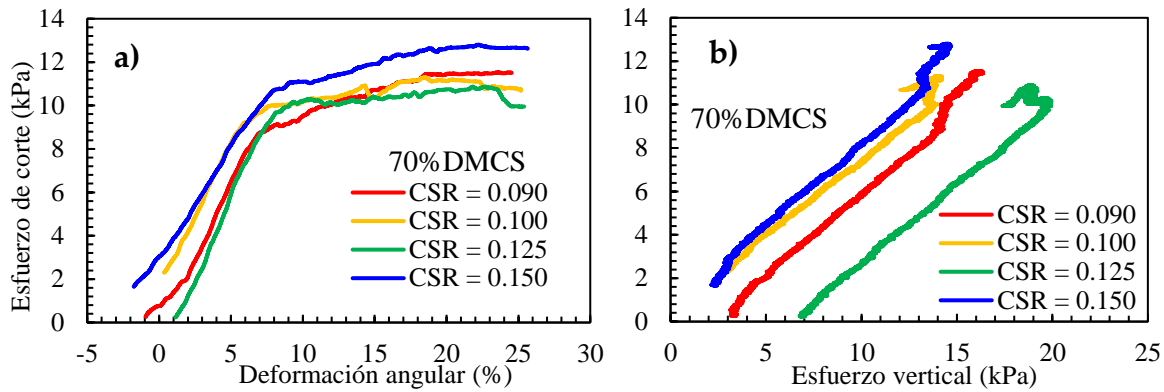


Figura 6.3: a) Comportamiento tensión-deformación corte monótono post cíclico. b) Trayectoria de esfuerzos efectivos de corte monótono post cíclico. Muestras preparadas a 70% de la DMCS

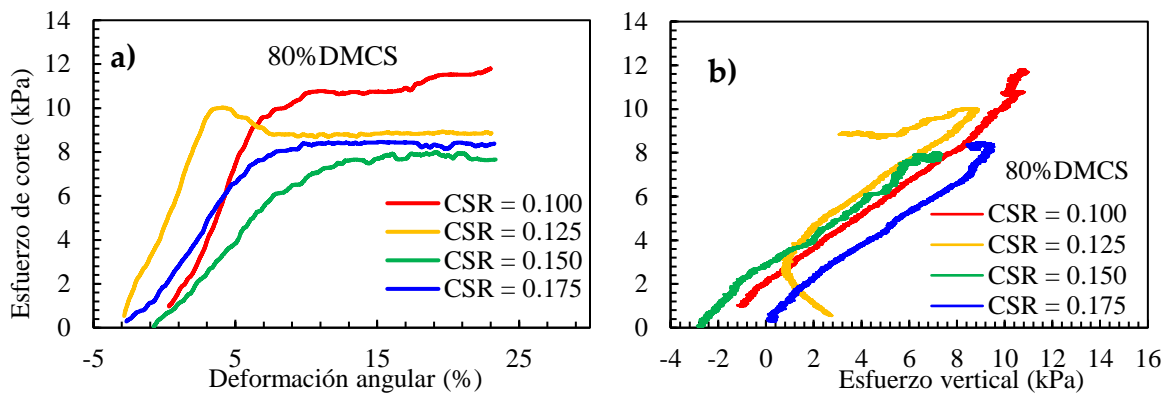


Figura 6.4: a) Comportamiento tensión-deformación corte monótono post cíclico. b) Trayectoria de esfuerzos efectivos de corte monótono post cíclico. Muestras preparadas a 80% de la DMCS

Las muestras preparadas a 70%DMCS alcanzan un valor de $S_{u,pc}/\sigma'_{vc}$ en el rango de 0.107 y 0.134, mientras que las muestras a 80%DMCS alcanzan un valor en el rango de 0.065 y 0.088. Si bien es esperable que a mayor densidad la resistencia alcanzada sea mayor, esto no ocurre para el relave ensayado. Una explicación tentativa son los valores de esfuerzo vertical con el que se inicia el corte monótono, ya que las muestras a 70%DMCS comenzaron en valores entre 3 y 7 kPa, mientras que las muestras a mayor densidad comenzaron la etapa post-cíclica en valores entre -3 y 3 kPa. Dado el método de ensayo adoptado, esto no pudo ser controlado en laboratorio.

De la trayectoria de tensiones se puede observar que todas las muestras dilatan hasta alcanzar la envolvente de falla, lo que ocurre debido a los bajos niveles de esfuerzo vertical que quedan luego de la etapa cíclica, lo que obliga al material a dilatar para alcanzar la falla. Resultados similares se han observado en suelos con alto contenido de limos (El Takch, 2013) cuando la muestra no es reconsolidada a su valor de confinamiento inicial. Se espera un comportamiento de ablandamiento por deformación (strain-softening) si es que las muestras son reconsolidadas.

Es posible, entonces, concluir que la resistencia post-cíclica no se ve afectada por el nivel de demanda cíclica a la que es sometido el suelo, a una densidad de preparación fija. En los puntos siguientes se indagarán algunos de los parámetros que podrían afectar esta resistencia.

6.4 EFECTO DEL INCREMENTO MÁXIMO DE PRESIÓN DE POROS (R_u) EN LA RESISTENCIA POST CÍCLICA

Para indagar los efectos del incremento máximo de presión de poros (R_u) en la resistencia post cíclica de relaves, se realizan 3 ensayos a la misma densidad de preparación (80%DMCS) y a la misma razón de demanda cíclica ($CSR = 0.125$). Los parámetros escogidos permiten obtener una cantidad de ciclos óptima para detener la etapa cíclica una vez alcanzado el valor de R_u objetivo. Para el análisis, se busca alcanzar valores de R_u cercanos a 0.25, 0.50 y 0.75, incluyendo además el ensayo monótono de la muestra preparada a 80%DMCS y consolidada a 100 kPa, lo que significaría un valor de R_u igual a 0.

Los resultados obtenidos en corte post cíclico para los 4 ensayos mencionados en el párrafo anterior se muestran en la Figura 6.5, la cual incluye el gráfico tensión-deformación y trayectoria de tensiones.

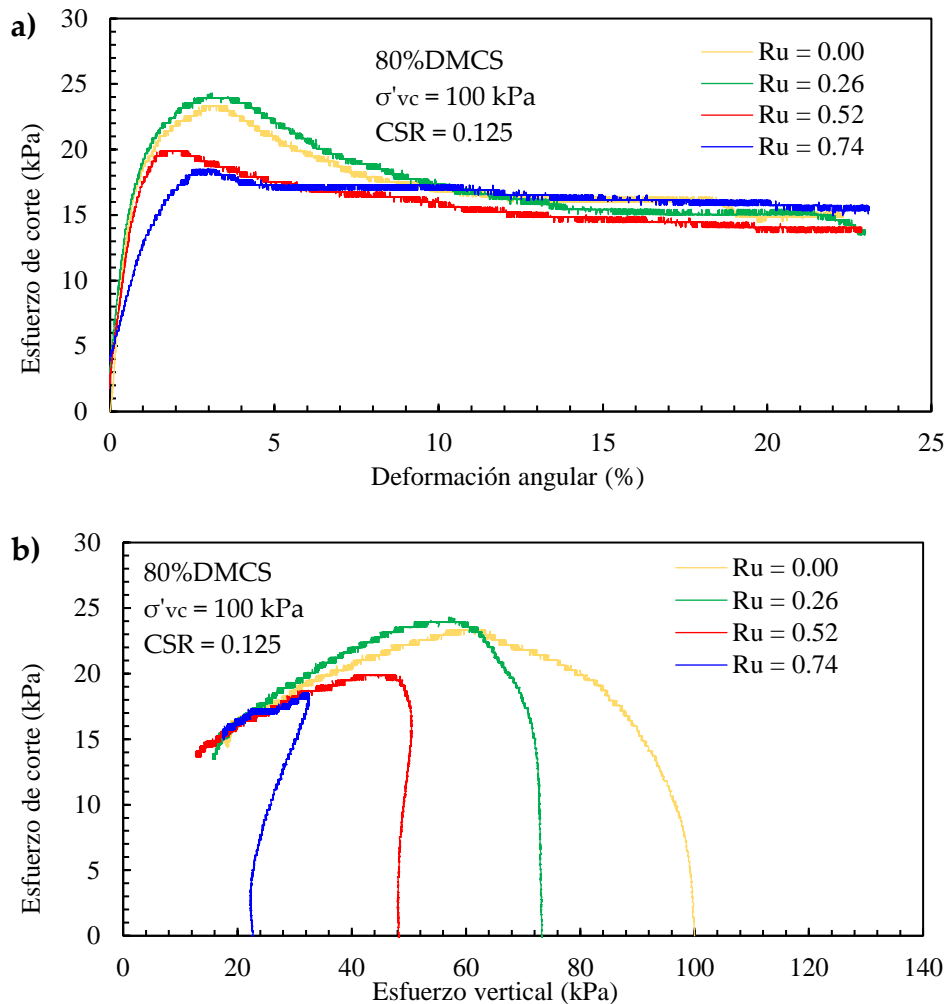


Figura 6.5: a) Comportamiento tensión-deformación con R_u variable. b) Trayectoria de tensiones con R_u variable.

De la Figura 6.5a se observa que la resistencia post cíclica a grandes deformaciones es esencialmente la misma (o muy similar) independiente del valor de R_u alcanzado en la etapa cíclica, y que inclusive es la misma que la alcanzada en el ensayo monótono. El valor de $S_{u,pc}/\sigma'_{vc}$ obtenido se encuentra en el rango de 0.148 a 0.162 para los ensayos considerados, lo cual es mayor al obtenido cuando se alcanza 3.75% de deformación angular, correspondiente a 0.088 (Figura 6.4a). De esto, es posible concluir que la resistencia post-cíclica a grandes deformaciones no se ve afectada por el incremento de presión de poros durante la etapa cíclica (a una misma densidad de preparación), siempre y cuando no se supere la deformación angular de 3.75%. Adicionalmente, los valores alcanzados son prácticamente los mismos que los obtenidos mediante un ensayo monótono.

De la trayectoria de tensiones de los ensayos (Figura 6.5b) se observa que la tendencia de todas las muestras es contractiva, pero en menor o mayor cantidad dependiendo del valor de R_u . Los ensayos con $R_u = 0.26$ y $R_u = 0.52$, representados por la curva verde y roja respectivamente, no sufren un incremento de presión de poros importante en el inicio de la etapa de corte, lo cual se evidencia al notar que la trayectoria de tensiones que siguen es casi vertical en su inicio. Por otro lado, el ensayo con $R_u = 0.74$ tiende a dilatar levemente hasta alcanzar el peak de resistencia y la línea de inestabilidad, con lo cual su resistencia cae considerablemente y el aumento de presión de poros se vuelve positivo, provocando que la muestra contraiga hasta valores de σ'_v menores al de consolidación. El motivo por el cual la probeta con $R_u = 0.74$ dilata inicialmente se debe al bajo valor de σ'_v con el que queda luego de la etapa cíclica, provocando que la probeta deba dilatar para alcanzar la inestabilidad. Los otros ensayos, en cambio, quedan con el suficiente confinamiento como para presentar un comportamiento contractivo en su totalidad.

De la Figura 6.5b se puede observar que la resistencia pick (yield) varía entre los ensayos, lo que indica que existe una dependencia de este parámetro con R_u . La Figura 6.6 muestra la resistencia peak graficada versus el valor de R_u , de donde se desprende que no existe una variación importante entre el ensayo monótono y el ensayo con R_u igual a 0.26, pero que desde ese valor en adelante la resistencia peak disminuye de forma potencial. La reducción en la resistencia no drenada peak se debe principalmente a la modificación de la fábrica dada por la carga cíclica aplicada, la cual se ve modificada en forma más importante con valores de R_u superiores a 0.26.

Adicionalmente, para indagar profundamente en la dependencia entre ambos parámetros se utilizará el índice de fragilidad I_B , definido de acuerdo con la ecuación 1. En la Figura 6.7 se puede observar el gráfico obtenido, visualizando que, a medida que aumenta el valor de R_u el índice de fragilidad I_B disminuye, tendiendo a cero, lo cual es concordante con los gráfico tensión-deformación de la Figura 6.4 en donde no existe una resistencia pick, lo que entrega un I_B igual a cero cuando R_u es mayor a 0.83 o cuando la deformación angular supera los 3.75%. Especial cuidado se debe tener al analizar este gráfico, debido a que la reducción en la fragilidad es provocada por una disminución de la resistencia peak y no por un aumento en la resistencia no drenada a grandes deformaciones.

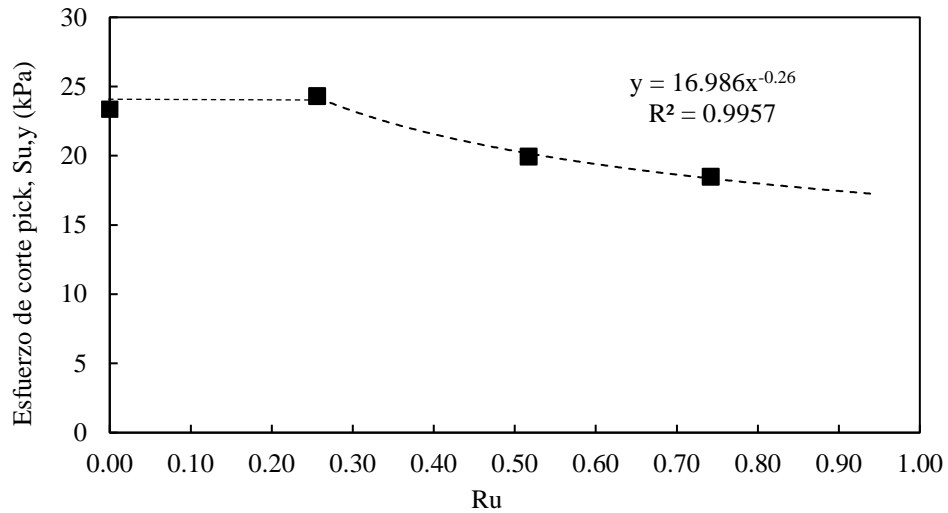


Figura 6.6: Variación de la resistencia pick (yield) con respecto al parámetro R_u .

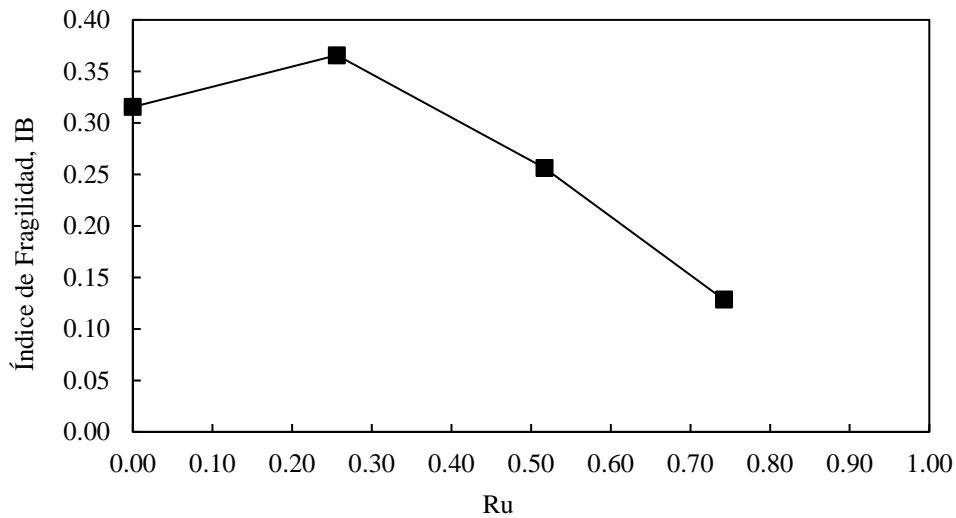


Figura 6.7: Índice de fragilidad I_B en función del parámetro R_u .

Es posible concluir que el incremento de presión de poros parcial no influye en la resistencia post cíclica de relaves a grandes deformaciones, siempre y cuando no sea superado el valor de R_u asociado a la deformación angular de 3.75%, correspondiente a 0.83 para la muestra analizada. Sí se observa una dependencia de R_u con la resistencia peak en corte monótono post cíclico.

6.5 EFECTO DE LA DEFORMACIÓN ANGULAR MÁXIMA DE LA ETAPA CÍCLICA EN LA RESISTENCIA POST CÍCLICA

6.5.1 EFECTO EN LA RESISTENCIA POST CÍCLICA

Dado que ni CSR ni R_u tienen efecto en la resistencia post-cíclica de relaves a grandes deformaciones, es que se investiga el efecto de la deformación angular máxima alcanzada en la etapa cíclica. Para esto, se realizan 3 ensayos adicionales a una densidad del 80% de la DMCS, con una demanda cíclica (CSR) constante e igual a 0.100, pero deteniendo la etapa cíclica en niveles de deformación angular cercanas al 8%, 14% y 20%. Adicionalmente, se posee el ensayo con una deformación angular máxima cercana al 3.75% en que se define la falla.

En la Figura 6.8 se observan los gráficos tensión-deformación para los 4 niveles de deformación angular obtenidos. Se logra observar que la resistencia post-cíclica disminuye considerablemente a medida que la deformación angular máxima aumenta. Sobre 13.6% de deformación angular, no se alcanza una zona estable de resistencia hasta los niveles de deformación alcanzados por el equipo. Adicionalmente, el módulo de corte inicial es cercano a cero para los ensayos de 13.6% y 22.2%. Esto indica que cuando un sismo deforma considerablemente el suelo, su resistencia post cíclica disminuirá, junto con su rigidez.

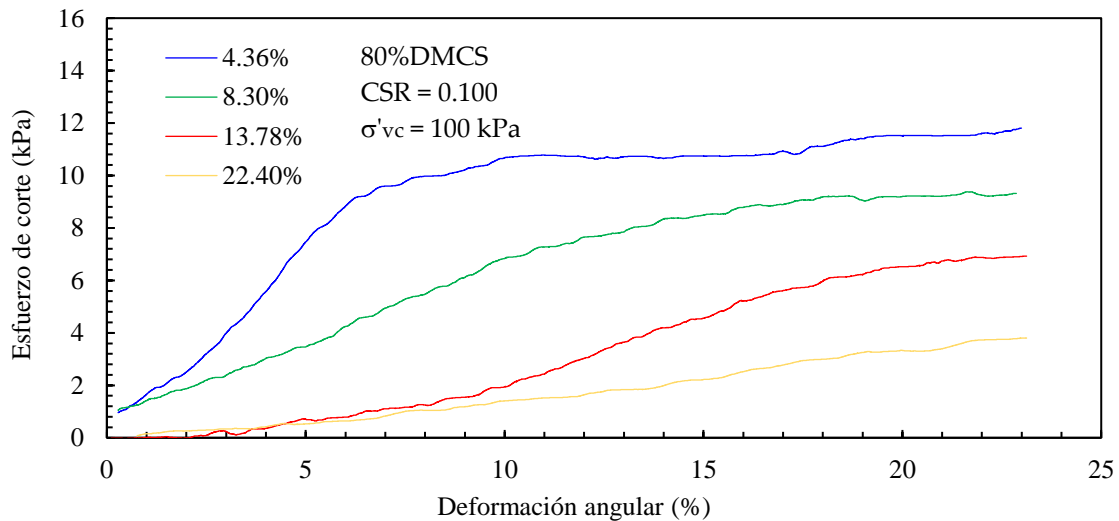


Figura 6.8: Comportamiento tensión-deformación del relave de cobre con distintos niveles de deformación máxima cíclica.

Se grafica la resistencia no drenada post cíclica versus el nivel de deformación angular alcanzada en la etapa cíclica. Dicho gráfico se muestra en la Figura 6.9, en donde observa una buena correlación lineal entre los datos.

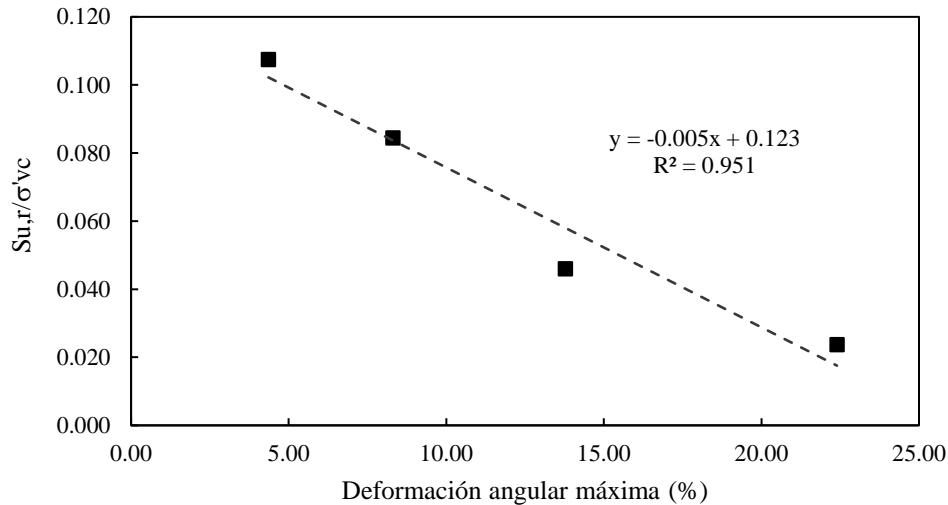


Figura 6.9: Razón de resistencia post cíclica en función de la deformación angular máxima alcanzada en la etapa cíclica.

6.5.2 ANÁLISIS DE LA RIGIDEZ

En la presente subsección se analiza la evolución de la rigidez del relave cuando es sometido a carga monótona no drenada post cíclica, de acuerdo con las regiones definidas por Vaid & Thomas (1995), cuyo análisis fue presentado en la sección 3.2.5.

Las curvas tensión-deformación para las muestras ensayadas a los niveles de deformación angular mencionados con anterioridad se muestran de la Figura 6.10 a la Figura 6.13. En las figuras son incluidas también las regiones identificadas en cada curva.

La Figura 6.10 corresponde al ensayo realizado hasta una deformación angular máxima de 4.36%, siendo la menor deformación alcanzada. Se observa que no existe la región 1, correspondiente a una zona con rigidez nula. La región 2 correspondiente a un incremento gradual en la rigidez se extiende hasta una deformación angular del 3% aproximadamente, para luego dar paso a la región 3 donde la rigidez de la muestra es relativamente constante, extendiéndose hasta una deformación angular un poco menor al 6%. Se define la región 4 como la zona en donde la rigidez de la muestra comienza a disminuir y se tiende a alcanzar una resistencia al corte estable, siendo observada claramente en esta probeta.

La Figura 6.11 muestra el análisis de las regiones de rigidez para la muestra que alcanzó un $\gamma_{cyc,max}$ igual a 8.30%. Al igual que la muestra con $\gamma_{cyc,max} = 4.36\%$, no se observa una zona con rigidez nula (región 1), comenzando de inmediato en la región 2, la cual se extiende hasta un 5% de deformación angular, aumentando en 2% con respecto al caso anterior. De la misma forma, la región 3 es observada hasta una deformación angular levemente superior al 10%, aumentando en un poco más del 4% con respecto al caso anterior. La disminución de la rigidez hasta alcanzar el estado crítico es observada en esta probeta desde aproximadamente un 10.5% de deformación angular.

La Figura 6.12 muestra la curva tensión-deformación y las regiones definidas para la probeta ensayada hasta un $\gamma_{cyc,max}$ igual a 13.78%. En esta muestra se aprecia la región 1,

correspondiente a una zona con rigidez nula, la cual se extiende hasta una deformación angular igual al 3%. La región 2 y región 3 se observan hasta una deformación igual al 10% y 17% respectivamente, momento en el cual la rigidez comienza a descender gradualmente. El estado crítico es alcanzado hacia el final del ensayo a una deformación del 23%.

La Figura 6.13 muestra el análisis de las regiones para la muestra ensayada hasta una deformación angular máxima igual a 22.40%. En este caso, la región 2 ve disminuido su tamaño en comparación con el caso anterior, pero de igual forma es observada una región 1 de rigidez nula. El estado crítico, y por ende la región 4 no es observada dentro de los límites de deformación proporcionados por la capacidad del equipo.

Del análisis de todos los ensayos es posible concluir que a medida que aumenta la deformación angular máxima alcanzada en la etapa cíclica, las regiones comienzan a “desplazarse” hacia la derecha: La región 1 comienza a aparecer, mientras que la región 2 y 3 aumentan en tamaño y aparecen a deformaciones superiores, y la región 4 no es alcanzada dentro de los límites del ensayo.

La inexistencia de la región 1 en las muestras ensayadas a $\gamma_{cyc,max}$ igual a 4.36% y 8.30% puede explicarse principalmente a que las probetas no alcanzan un valor de exceso de presión de poros igual a 1.0, lo que suele ocurrir para suelos limosos y limo arenosos. Sin embargo, a medida que aumenta la deformación angular máxima de la etapa cíclica, el relave logra perder completamente el confinamiento (es decir, alcanza $R_u = 1.0$), provocando que la rigidez sea nula. Para el nivel de deformación máximo ($\gamma_{cyc,max}$), solo la muestra ensayada hasta un 22.4% alcanza un valor de R_u igual a 1.0, por lo que la muestra ensayada hasta 13.8% se considera en un estado transicional. Si bien otros autores han reportado la inexistencia de la región 1 en relaves atribuyéndolo al no desarrollo de $R_u = 1.0$ (e.g. al Tarhouni 2008), especial cuidado se debe tener en esta afirmación, ya que dependerá del nivel de deformación alcanzado en la etapa cíclica.

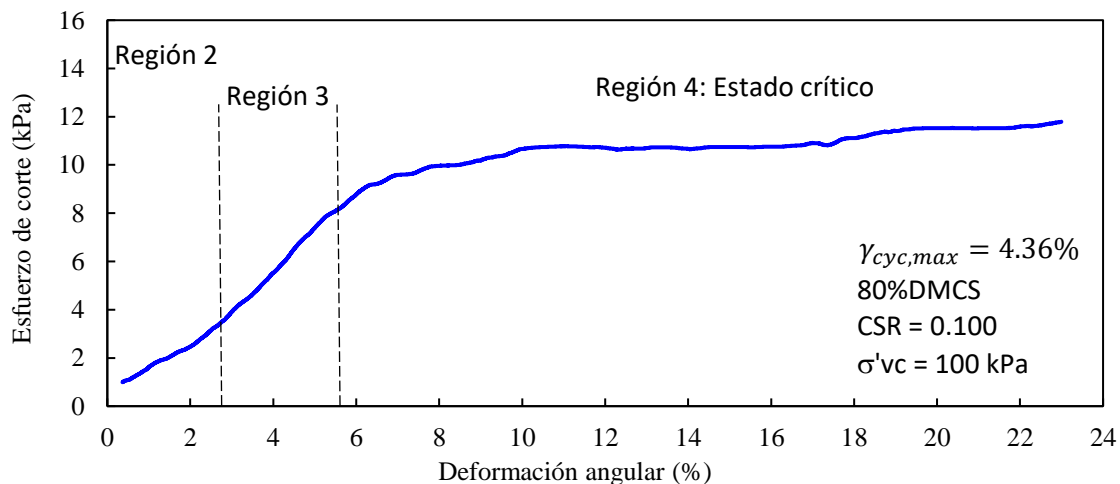


Figura 6.10: Análisis de las regiones de rigidez del relave con $\gamma_{cyc,max} = 4.36\%$.

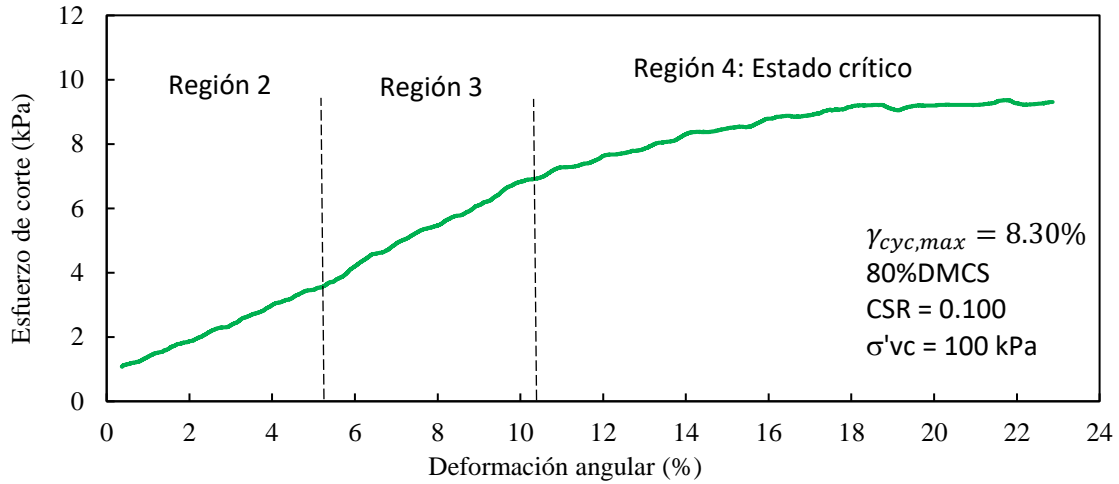


Figura 6.11: Análisis de las regiones de rigidez del relave con $\gamma_{cyc,max} = 8.30\%$.

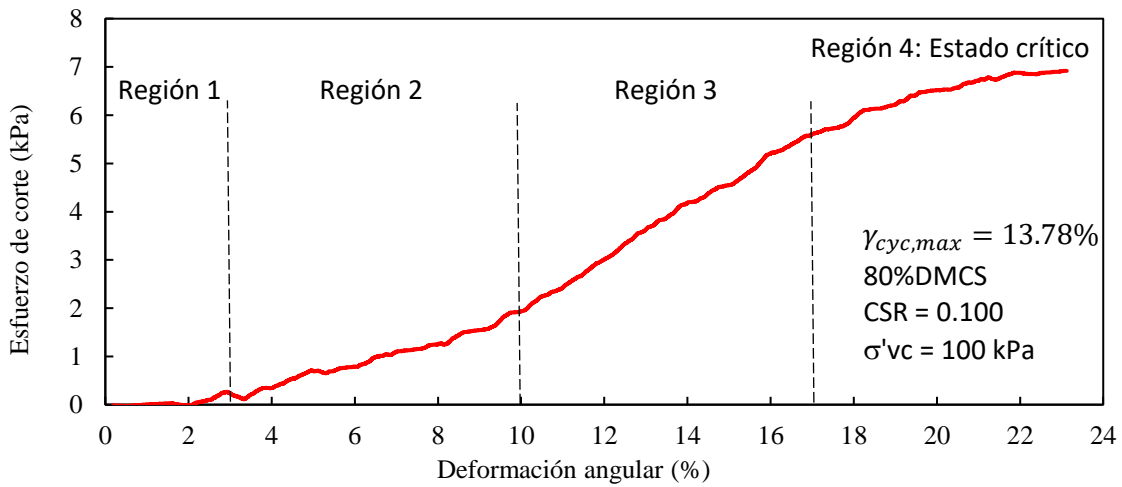


Figura 6.12: Análisis de las regiones de rigidez del relave con $\gamma_{max} = 13.78\%$.

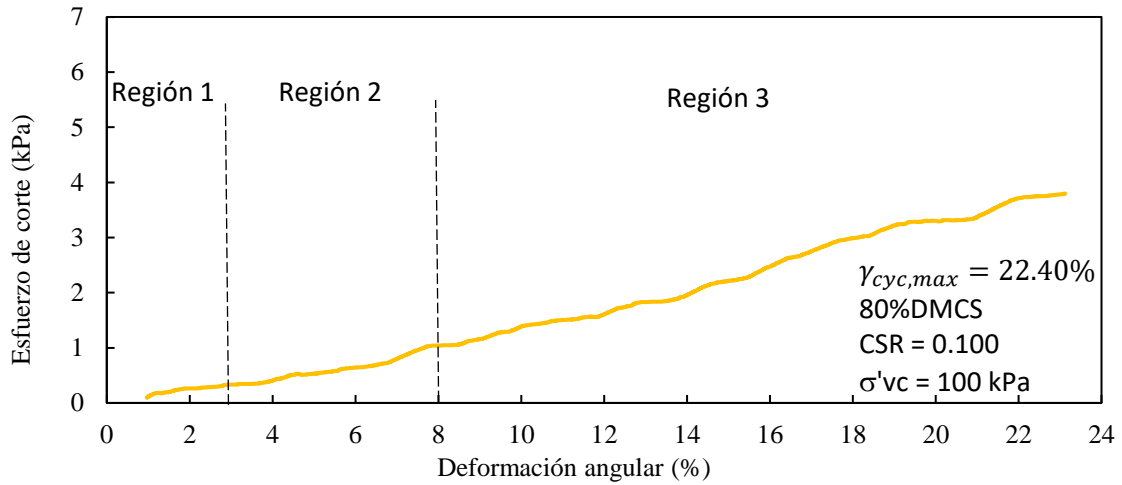


Figura 6.13: Análisis de las regiones de rigidez del relave con $\gamma_{max} = 22.40\%$.

6.6 RESISTENCIA POST CÍCLICA YIELD Y RESIDUAL

Dado los resultados anteriores, es posible concluir que el incremento de presión de poros R_u , influye en la resistencia pick de relaves, mientras que la deformación máxima de la etapa cíclica influye en la resistencia residual post cíclica. Con estos antecedentes, es que se construye la curva que se muestra en la Figura 6.14, en donde se puede observar cómo varía la resistencia post cíclica en función de R_u y $\gamma_{cyc,max}$. Los puntos rojos corresponden a la resistencia residual, mientras que los puntos negros corresponden a la resistencia peak. Los puntos blancos corresponden a la resistencia residual post cíclica obtenida para diferentes niveles de deformación angular, los cuales se muestran en la etiqueta correspondiente. Si bien los puntos rojos y negros fueron obtenidos con $CSR = 0.125$ y los puntos blancos con $CSR = 0.100$, quedó demostrado con anterioridad que el CSR no influye en la resistencia post cíclica, por lo que los resultados pueden mezclarse para obtener un único gráfico.

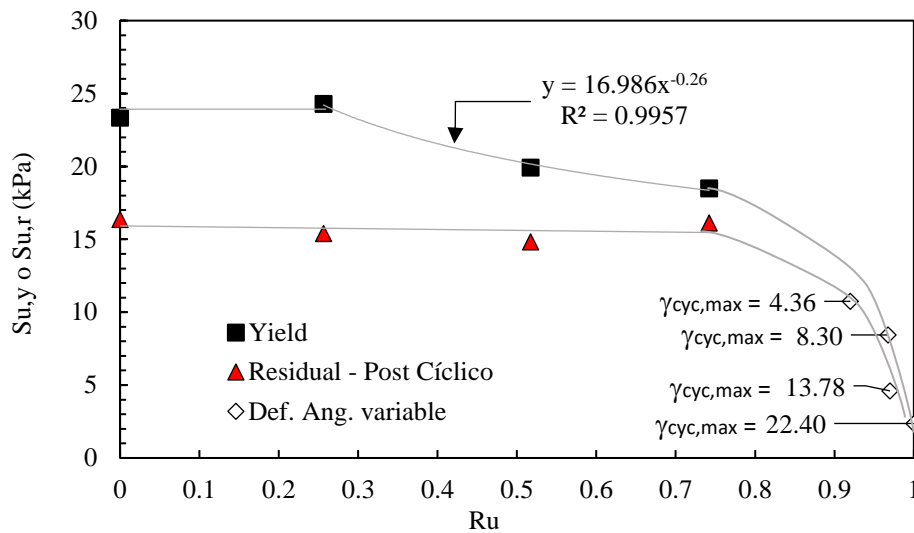


Figura 6.14: Resistencia pick y resistencia residual post cíclica en función de R_u y de la deformación angular máxima alcanzada en la etapa cíclica.

7 CONCLUSIONES

7.1 GENERALES

De la investigación realizada al relave de cobre en la presente tesis, se pueden desprender las siguientes conclusiones:

- El relave estudiado presenta mayoritariamente comportamiento contractivo en el rango de relaciones de vacíos estudiado (para muestras Moist Tamping), mostrando también ablandamiento por deformación (strain-softening).
- La razón de resistencia no drenada residual $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ del relave estudiado depende del valor de la relación de vacíos alcanzada en la etapa de consolidación: A mayor relación de vacíos, menor $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ y viceversa. Esta relación que se desprende es lineal en la presente investigación, pero va acorde a los resultados obtenidos por otros autores en la literatura (e.g. Riveros & Sadrekarimi 2020).
- Los valores de resistencia residual $S_{u,r}$ al ser graficados versus el esfuerzo efectivo vertical de consolidación σ'_{vc} tienen una tendencia lineal, con un valor de $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ correspondiente a 0.199, lo que se encuentra dentro del rango reportado por otros autores para suelos de similares características.
- Las probetas preparadas mediante el método Slurry presentan comportamiento de transformación de fase, lo que quiere decir que en la trayectoria de tensiones alcanzan un mínimo de σ'_{vc} , para luego aumentar este valor. El comportamiento sigue siendo contractivo en general, ya que el esfuerzo efectivo vertical final no supera al inicial en 7 de las 9 probetas ensayadas. El contenido de sólidos no presenta una clara influencia en $S_{u,pt}/\sigma'_{vc}$ (razón de resistencia no drenada en transformación de fase), y la relación de este último parámetro con el esfuerzo efectivo vertical de consolidación σ'_{vc} es completamente lineal, alcanzando valores de 0.274. El comportamiento tipo transformación de fase y dilatante (observado en 2 de las 9 probetas ensayadas) ha sido reportado por otros autores en muestras tipo Slurry (Reid et al., 2022), por lo que los resultados obtenidos son concordantes con anteriores investigaciones. Es posible concluir que el método Slurry no es el adecuado para la fabricación de las probetas a ser ensayadas en el equipo DSS, por lo que se utiliza el método Moist Tamping para el análisis de la parte cíclica de la investigación.
- A una relación de vacíos similar y al mismo esfuerzo vertical de consolidación, el método de preparación influye en el comportamiento de los relaves. Las muestras preparadas mediante Moist Tamping tienden a contraer, mientras que las muestras Slurry tienden a dilatar y a exhibir comportamiento de transformación de fase.
- La razón de resistencia no drenada residual $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ se encuentra altamente relacionada con el índice de fragilidad I_B . A menor fragilidad del suelo, mayores son los valores de $S_{u,r}/\sigma'_{vc}$ que alcanza la probeta. Los datos obtenidos de los ensayos analizados grafican dentro de la zona propuesta por Sadrekarimi & Olson (2011) y que se muestra en la Figura 5.20 en color rojo y azul, lo que permite validar los ensayos realizados. Adicional a ello,

es importante destacar que la relación se encuentra muy cercana al límite inferior propuesto por Sadrekarimi & Olson (2011), el cual corresponde a residuos mineros de carbón, demostrando que en esta relación ambos residuos mineros se encuentran relacionados.

- El índice de fragilidad I_B de muestras de relave se encuentra altamente relacionado con el nivel de esfuerzo efectivo vertical de consolidación y exhiben un comportamiento “invertido” (Yamamuro & Lade, 1998). Las muestras Moist Tamping que presentaban un claro comportamiento contractivo presentaban una mayor caída del esfuerzo de corte (es decir, mayor I_B) si es que el confinamiento era menor, lo cual puede observarse claramente en la Figura 5.21.
- Muestras preparadas y ensayadas en equipo triaxial a la misma densidad y método de preparación (80% de la DMCS y Moist Tamping) presentan también comportamiento contractivo y strain softening. Las líneas de estado crítico (graficadas con el esfuerzo efectivo principal mayor) presentan prácticamente la misma pendiente, variando significativamente solo el parámetro Γ . Este resultado permitiría correlacionar y graficar ambas CSL utilizando solo un equipo de ensayo.
- La resistencia no drenada residual de relaves de cobre, obtenida mediante ensayo post cíclico, no tiene dependencia con la demanda cíclica (CSR) a la que es sometida la probeta, al menos no en un nivel significativo de acuerdo con los resultados obtenidos y graficados en la Figura 6.3 y en la Figura 6.4. Si bien dos ensayos (uno para cada densidad) presenta un valor de resistencia post cíclica distinta a los demás, estos valores no difieren significativamente de los demás ensayos, ni tampoco siguen un patrón de comportamiento del cual se puedan desprender explicaciones del fenómeno, por lo que se asume que es una banda de error dentro del rango aceptable.
- La densidad de preparación tiene influencia en la resistencia post cíclica, pero los resultados obtenidos no son acordes a los esperados, ya que a mayor densidad de preparación la resistencia post cíclica disminuye, lo que va en contra de la lógica. Las explicaciones de este fenómeno no son claras, pero se puede suponer que el esfuerzo efectivo vertical que se obtiene después de la etapa cíclica y antes de la etapa monótona post-cíclica pueden tener un efecto en este comportamiento: Mientras las muestras que fueron preparadas a 70% de la DMCS comenzaron la etapa post cíclica desde valores entre los 3 y 7 kPa, las muestras preparadas a 80% de la DMCS comenzaron en valores entre los -3 y 3 kPa.
- El incremento máximo de presión de poros en la etapa cíclica (R_u) no posee ningún efecto en la resistencia post cíclica residual del relave de cobre analizado (a una misma densidad de preparación), pero si tiene un gran efecto en la resistencia pick que alcanzan los relaves, así como en la fragilidad de estos. A medida que se alcanza un mayor nivel de presión de poros, el pick tiende a desaparecer y la curva en comportamiento tensión-deformación tiende a aplanarse. De igual forma, el índice de fragilidad I_B es máximo cuando el ensayo es monótono ($R_u = 0$) y es mínimo cuando el valor de R_u se encuentra cercano al máximo alcanzado por el ensayo. Todo esto para la misma densidad de preparación y el material utilizado en la presente investigación.

- La resistencia post cíclica del relave de cobre estudiado presenta una alta dependencia con el nivel de deformación angular máximo alcanzado en la etapa cíclica. Al superar el nivel de deformación correspondiente al 3.75% en amplitud simple, la resistencia post cíclica disminuye considerablemente, junto con la rigidez del relave, de acuerdo con lo observado en la Figura 6.8 y Figura 6.9.
- Las regiones de rigidez propuestas por Vaid & Thomas (1995) se “desplazan” hacia la derecha a medida que se aumenta la deformación angular máxima alcanzada en la etapa cíclica. Esto quiere decir que, a menor $\gamma_{cyc,max}$, la región 1 no existe y la región 4 aparece dentro de los rangos de deformación típicos alcanzados por el equipo CDSS, mientras que a mayor $\gamma_{cyc,max}$, la región 1 comienza a aparecer y la región 4 no logra apreciarse.
- Finalmente, un único gráfico que relaciona R_u con $S_{u,y}$ y $S_{u,r}$ fue propuesto. Tanto $S_{u,y}$ como $S_{u,r}$ muestran una robusta dependencia con el historial de tensiones cíclicas previo, es decir, en el exceso de presión de poros durante la carga cíclica y la deformación cíclica experimentada. Esto es de gran interés cuando terremotos de gran magnitud y larga duración son esperados para un determinado tranque o embalse y el uso de MEL (Método de equilibrio límite) o métodos seudo estáticos son considerados. De forma similar, esta investigación otorga algunas perspectivas en el módulo de corte post licuefacción que necesita ser considerado como parte de los análisis de deformación rutinarios (FEM, FDE, etc.).

7.2 FUTURAS INVESTIGACIONES

La resistencia no drenada residual y el comportamiento no drenado fue estudiado en la presente tesis utilizando el equipo de corte simple cíclico CDSS en 3 diferentes estados de carga: monótono, cíclico y post cíclico. Como complemento a la presente se proponen los siguientes tópicos de investigación:

- Analizar el efecto del estado inicial del ensayo monótono post cíclico. Esto debido a que el ensayo cíclico puede ser detenido en cualquier momento al alcanzar la licuefacción, y dependiendo del estado inicial de la etapa post cíclica, algunas propiedades pueden verse modificadas. En ese sentido, es importante esclarecer y establecer un método estandarizado de ensayo monótono post cíclico en todo tipo de suelo y en relaves.
- Verificar el efecto de la frecuencia en el comportamiento cíclico de relaves y relaves de cobre, ya que investigaciones anteriores han entregado resultados contradictorios. De esta forma, futuras investigaciones deben tener por objetivo establecer claramente como la frecuencia influye en la respuesta de los suelos y de los relaves. Se sugiere la utilización de equipo triaxial cíclico y corte simple cíclico para la verificación.
- Estudiar el efecto de la energía de compactación en relaves de cobre al ser remodeladas las probetas mediante Moist Tamping. Así mismo, verificar si la energía adicional requerida para la fabricación sobreconsolida las muestras de relave entregando resultados variables.

8 REFERENCIAS

- Airey, D. W., Budhu, M., & Wood, D. M. (1986). Some aspects of the behaviour of soils in simple shear. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 23(6), 217. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(86\)92342-9](https://doi.org/10.1016/0148-9062(86)92342-9)
- Airey, D. W., & Wood, D. M. (1987). An evaluation of direct simple shear tests on clay. *Géotechnique*, 37(1), 25–35. <https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.1.25>
- al Tarhouni, M. A. (2008). *Liquefaction and post-liquefaction behaviour of gold mine tailings under simple shear loading* (Issue 1997). <https://curve.carleton.ca/fe0d83ac-0b12-4270-a030-98db2a2c6d00>
- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A., & Chameau, J. L. (1988). Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(10), 1089–1109. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1988\)114:10\(1089\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:10(1089))
- Al-Tarhouni, M., Simms, P., & Sivathayalan, S. (2011). Cyclic behaviour of reconstituted and desiccated–rewet thickened gold tailings in simple shear. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(7), 1044–1060. <https://doi.org/10.1139/t11-022>
- Baziar, M. H., & Dobry, R. (1995). Residual Strength and Large-Deformation Potential of Loose Silty Sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(12), 896–906. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:12\(896\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:12(896))
- Bedin, J., Schnaid, F., da Fonseca, A. V., & Costa Filho, L. D. M. (2012). Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics. *Géotechnique*, 62(3), 263–267. <https://doi.org/10.1680/geot.10.P.037>
- Been, K., Hachey, J., & Jefferies, M. G. (1991). The critical state of sands. *Geotechnique*. <https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.3.365>
- Bjerrum, L., & Landva, A. (1966). Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. *Géotechnique*, 16(1), 1–20. <https://doi.org/10.1680/geot.1966.16.1.1>
- Boulanger, R. W., & Seed, R. B. (1995). Liquefaction Of Sand under Bidirectional Monotonic and Cyclic Loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(12), 870–878. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:12\(870\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:12(870))
- Budhu, M. (1984a). Nonuniformities imposed by simple shear apparatus. *Canadian Geotechnical Journal*, 21(1), 125–137. <https://doi.org/10.1139/t84-010>
- Budhu, Muniram. (1984b). On Comparing Simple Shear and Triaxial Test Results. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(12), 1809–1814. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:12\(1809\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:12(1809))
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329–378. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329>
- Casagrande, A. (1936). A Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 23(1), 13–32.
- Castro, G., Enos, J. L., France, J. W., & Poulos, S. J. (1982). Liquefaction induced by cyclic loading. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 83, 13308.

- Castro, Gonzalo. (1969). Liquefaction of Sands. In *harvard Univ, Harvard Soil Mech Ser 81* (Issue January 1969).
- Christian, J. (2009). Discussion of “State of the Art: Laboratory Strength Testing of Soils.” In *Laboratory Shear Strength of Soil* (pp. 638-638-3). ASTM International. <https://doi.org/10.1520/STP28777S>
- Dash, H. K., & Sitharam, T. G. (2009). Undrained cyclic pore pressure response of sand-silt mixtures: Effect of nonplastic fines and other parameters. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(4), 501–517. <https://doi.org/10.1007/s10706-009-9252-5>
- Dash, H. K., & Sitharam, T. G. (2016). Effect of frequency of cyclic loading on liquefaction and dynamic properties of saturated sand. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5), 487–492. <https://doi.org/10.1080/19386362.2016.1171951>
- Definition of Terms Related to Liquefaction. (1978). *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(9), 1197–1200. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000688>
- Dobry, R., & Alvarez, L. (1967). Seismic Failure of Chilean Tailing Dams. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*.
- Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S., & Raadim, B. (1987). Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. *Géotechnique*, 37(1), 3–10. <https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.1.3>
- El Takch, A. (2013). *Cyclic and Post-Cyclic Response of Silt and Sandy Silt Soils*.
- Fear, C. E., & Robertson, P. K. (1995). Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(5), 859–870. <https://doi.org/10.1139/t95-082>
- Feng, T. G., & Zhang, L. M. (2013). Experimental study on effect of vibration frequency on dynamic behaviors of saturated loose sands. *Journal of Water Resources and Architectural Engineering*, 11(3), 11–14.
- Guo, Y., & He, L. (2009). The influences of the vibration frequencies on liquefaction strength of saturated sands. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 29(6), 618–623.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2007). SPT- and CPT-Based Relationships for The Residual Shear Strength of Liquefied Soils. In K. D. Pitilakis (Ed.), *Earthquake Geotechnical Engineering: 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering-Invited Lectures* (pp. 1–22). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-1-4020-5893-6_1
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3), 351–451. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.3.351>
- Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S. (1975). Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses. *Soils and Foundations*, 15(1), 29–44. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.15.29>
- Ishihara, K., Yasuda, S., & Yoshida, Y. (1990). Liquefaction-Induced Flow Failure of Embankments and Residual Strength of Silty Sands. *Soils and Foundations*, 30(3), 69–80. https://doi.org/10.3208/sandf1972.30.3_69

- Jefferies, M., & Been, K. (2015a). *Soil liquefaction: a critical state approach*. CRC press.
- Jefferies, M., & Been, K. (2015b). *Soil Liquefaction: A Critical State Approach* (2nd ed.). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b19114>
- Kang, X., Xia, Z., Chen, R., Ge, L., & Liu, X. (2019). The critical state and steady state of sand: A literature review. *Marine Georesources & Geotechnology*, 37(9), 1105–1118. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1534294>
- Konrad, J. M. (1993). Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests. *Géotechnique*, 43(1), 69–89. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.1.69>
- Kramer, S. L., & Seed, H. B. (1988). Initiation of Soil Liquefaction Under Static Loading Conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(4), 412–430. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1988\)114:4\(412\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:4(412))
- Kramer, S. L., & Wang, C.-H. (2015). Empirical Model for Estimation of the Residual Strength of Liquefied Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(9), 04015038. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001317](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001317)
- Ladd, R. S. (1974). Specimen Preparation and Liquefaction of Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(10), 1180–1184. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000117>
- Lade, P. v. (1992). Static Instability and Liquefaction of Loose Fine Sandy Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(1), 51–71. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:1\(51\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:1(51))
- Lee, K., & Fitton, J. (1969). Factors Affecting the Cyclic Loading Strength of Soil. In *Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations* (pp. 71-71–25). ASTM International. <https://doi.org/10.1520/STP33637S>
- Li, W., & Coop, M. R. (2019). Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(3), 420–435. <https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0032>
- Li, W., Coop, M. R., Senetakis, K., & Schnaid, F. (2018). The mechanics of a silt-sized gold tailing. *Engineering Geology*, 241(January), 97–108. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.05.014>
- Lucks, A. S., Christian, J. T., Brandow, G. E., & Höeg, K. (1972). Stress conditions in NGI simple shear test. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(1), 155–160.
- Moss, R. E. S., Gebhart, T. R., Frost, D. J., & Ledezma, C. (2019). *Flow-failure case history of the Las Palmas, Chile, Tailings Dam*.
- Mulilis, J. P. (1975). The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behaviour of sands. *Technical Report, Univ. of California at Berkeley*, 75.
- Mulilis, J. P., Seed, H. B., Chan, C. K., Mitchell, J. K., & Arulanandan, K. (1977). Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(2), 91–108. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000387>

- Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M., & Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Géotechnique*, 57(3), 273–288. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.3.273>
- Nong, Z., Park, S.-S., Jeong, S.-W., & Lee, D.-E. (2020). Effect of Cyclic Loading Frequency on Liquefaction Prediction of Sand. *Applied Sciences*, 10(13), 4502. <https://doi.org/10.3390/app10134502>
- Oda, M. (1972). Initial Fabrics and their Relations to Mechanical Properties of Granular Material. *Soils and Foundations*, 12(1), 17–36. <https://doi.org/10.3208/sandf1960.12.17>
- Olson, S. M. (2001). *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. 564. <http://www.ideals.illinois.edu/handle/2142/9186>
- Olson, S. M., & Mattson, B. B. (2008). Mode of shear effects on yield and liquefied strength ratios. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(4), 574–587. <https://doi.org/10.1139/T07-114>
- Olson, S. M., & Stark, T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(3), 629–647. <https://doi.org/10.1139/t02-001>
- Olson, S. M., & Stark, T. D. (2003a). Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8), 727–737. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:8\(727\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:8(727))
- Olson, S. M., & Stark, T. D. (2003b). Use of laboratory data to confirm yield and liquefied strength ratio concepts. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), 1164–1184. <https://doi.org/10.1139/t03-058>
- Peacock, W. H., & Seed, H. B. (1968). Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(3), 689–708. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001135>
- Pillai, V. S., & Salgado, F. M. (1994). Post-liquefaction stability and deformation analysis of Duncan Dam. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(6), 967–978. <https://doi.org/10.1139/t94-111>
- Poulos, S. J. (1981). The Steady State of Deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(5), 553–562. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001129>
- Poulos, S. J., Castro, G., & France, J. W. (1988). Closure to “*Liquefaction Evaluation Procedure*” by Steve J. Poulos, Gonzalo Castro, and John W. France (June, 1985, Vol. 111, No. 6). *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(2), 251–259. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1988\)114:2\(251\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:2(251))
- Poulos, S. J., Castro, Gonzalo., & France, J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(2), 243–246. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1988\)114:2\(243\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:2(243))
- Reid, D., & Fanni, R. (2020). A comparison of intact and reconstituted samples of a silt tailings. *Géotechnique*, 1–13. <https://doi.org/10.1680/jgeot.20.P.020>

- Reid, D., Fanni, R., & Fourie, A. (2022, December). *Slurry deposition preparation method for tailings characterisation -history, debates, techniques and benefits.*
- Reid, D., Fanni, R., Koh, K., & Orea, I. (2018). Characterisation of a subaqueously deposited silt iron ore tailings. *Géotechnique Letters*, 8(4), 278–283. <https://doi.org/10.1680/jgele.18.00105>
- Riveros, G. A., & Sadrekarimi, A. (2020). Static liquefaction behaviour of gold mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 58(6), 889–901. <https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0209>
- Robertson, P. K. (2010). Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6), 842–853. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000286](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000286)
- Robertson, P. K. (2017). Evaluation of flow liquefaction: Influence of high stresses. *Proc., 3rd Int. Conf. on Performance Based Design (PBD-III). Vancouver, Canada: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.*
- Roscoe, K. H. (1953). An Apparatus for the Application of Simple Shear to Soil Samples. *Proc. 3rd ICSMFE, 1*, 186–191.
- Roscoe, K. H. (1970). The Influence of Strains in Soil Mechanics. *Géotechnique*, 20(2), 129–170. <https://doi.org/10.1680/geot.1970.20.2.129>
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8(1), 22–53. <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>
- Saada, A., & Townsend, F. (1981). State of the Art: Laboratory Strength Testing of Soils. In *Laboratory Shear Strength of Soil* (pp. 7-7–71). ASTM International. <https://doi.org/10.1520/STP28744S>
- Sadrekarimi, A. (2013). Influence of fines content on liquefied strength of silty sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 108–119. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.008>
- Sadrekarimi, A., & Olson, S. M. (2011). Yield strength ratios, critical strength ratios, and brittleness of sandy soils from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(3), 493–510. <https://doi.org/10.1139/T10-078>
- Saebimoghaddam, A. (2010). *Liquefaction of Early Age Cemented Paste Backfill* [Doctoral Thesis]. University of Toronto.
- Sasitharan, S., Robertson, P. K., Sego, D. C., & Morgenstern, N. R. (1994). State-boundary surface for very loose sand and its practical implications. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3), 321–334. <https://doi.org/10.1139/t94-040>
- Seed, H. B. (1987). Design problems in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1987\)113:8\(827\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:8(827))
- Shen, C., Sadigh, K., & Herrmann, L. (1978). An Analysis of NGI Simple Shear Apparatus for Cyclic Soil Testing. In *Dynamic Geotechnical Testing* (pp. 148-148–15). ASTM International. <https://doi.org/10.1520/STP35675S>
- Singh, S. (1996). Liquefaction characteristics of silts. *Geotechnical and Geological Engineering*, 14(1), 1–19. <https://doi.org/10.1007/BF00431231>

- Sivathayalan, S., & Ha, D. (2004). Effect of initial stress state on the cyclic simple shear behaviour of sands. *Proceedings of the International Workshop on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*. London, 207–214.
- Sivathayalan, S., & Yazdi, A. M. (2014). Influence of Strain History on Postliquefaction Deformation Characteristics of Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001037](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001037)
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., & Krahn, J. (1985a). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*. <https://doi.org/10.1139/t85-076>
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., & Krahn, J. (1985b). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), 564–578. <https://doi.org/10.1139/t85-076>
- Sottile, M., Argumedo, A., & Sfriso, A. (2019). *A comparison of procedures for determining the state parameter of silt-like tailings*.
- Stark, T. D., & Mesri, G. (1992). Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(11), 1727–1747. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:11\(1727\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:11(1727))
- Stark, T. D., Olson, S. M., Kramer, S. L., & Leslie Youd, T. (1998). Shear strength of liquefied soil. *Geotechnical Special Publication*, 75 I, 313–324. <https://experts.illinois.edu/en/publications/shear-strength-of-liquefied-soil>
- Suazo, G., Fourie, A., Doherty, J., & Hasan, A. (2016). Effects of confining stress, density and initial static shear stress on the cyclic shear response of fine-grained unclassified tailings. *Géotechnique*, 66(5), 401–412. <https://doi.org/10.1680/jgeot.15.P.032>
- Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S., Kato, H., Okamoto, M., Yamada, S.-I., Yasuda, S., & Tanizawa, F. (1986). Some Factors Affecting Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand. *Soils and Foundations*, 26(3), 99–116. https://doi.org/10.3208/sandf1972.26.3_99
- Vaid, Y. P., & Sivathayalan, S. (1996). Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(2), 281–289. <https://doi.org/10.1139/t96-007>
- Vaid, Y. P., & Sivathayalan, S. (2000). Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(3), 592–606. <https://doi.org/10.1139/t00-040>
- Vaid, Y. P., Stedman, J. D., & Sivathayalan, S. (2001). Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(3), 580–591. <https://doi.org/10.1139/t00-120>
- Vaid, Y. P., & Thomas, J. (1995). Liquefaction and Postliquefaction Behavior of Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(2), 163–173. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:2\(163\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:2(163))
- Verdugo, R. (1992). Characterization of sandy soil behavior under large deformation. *Ph. D. Thesis, University of Tokyo*.

- Verdugo, R. (1995). Zonificación Sísmica y Geotecnia. *X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Guadalajara, México, 4, 647–663.
- Wang, S., Luna, R., & Yang, J. (2013). Postcyclic behavior of low-plasticity silt with limited excess pore pressures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 54, 39–46. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.07.016>
- Wang, X. H., & Hai, L. (2003). Study on dynamic steady state strength of sand soil liquefaction. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 22(1), 96–102.
- Wijewickreme, D., Sanin, M. v., & Greenaway, G. R. (2005). Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5), 1408–1421. <https://doi.org/10.1139/t05-058>
- Yamamuro, J. A., & Lade, P. v. (1998). Steady-State Concepts and Static Liquefaction of Silty Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9), 868–877. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:9\(868\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(868))
- Yoshimi, Y., & Oh-oka, H. (1975). Influence of Degree of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand. *Soils and Foundations*, 15(3), 27–40. https://doi.org/10.3208/sandf1972.15.3_27
- Yoshimine, M., & Ishihara, K. (1998). Flow Potential of Sand During Liquefaction. *Soils and Foundations*, 38(3), 189–198. https://doi.org/10.3208/sandf.38.3_189
- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (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(4), 297–313. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:4\(297\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:4(297))
- Zhang, S., Zhang, Y. F., Zhang, L. K., & Liu, C. J. (2015). Influence of confining pressure and vibration frequency on the liquefaction strength of the saturated gravel sand. *J. Xingjiang Agric. Univ*, 38, 68–71.
- Zlatović, S., & Ishihara, K. (1995). On the influence of nonplastic fines on residual strength. *First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 239–244.